



TITLE:

激震動下における免震橋梁構造の  
信頼性評価と限界状態設計法に関  
する研究( Dissertation\_全文 )

AUTHOR(S):

足立, 幸郎

---

CITATION:

足立, 幸郎. 激震動下における免震橋梁構造の信頼性評価と限界状態設計法に関する研究. 京都大学, 2002, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2002-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r10857>

RIGHT:

**激震動下における免震橋梁構造の  
信頼性評価と限界状態設計法に関する研究**

**平成 1 4 年 1 月**

**足 立 幸 郎**

# 目 次

第1章 序論	1
1. 1 本研究の背景と目的	1
1. 2 免震設計法の変遷	3
1. 2. 1 日本における主要な道路橋、鉄道橋および建築構造物の免震設計法	3
1. 2. 2 海外における主要な道路橋および建築構造物の免震設計法	4
1. 2. 3 既往の免震設計法における課題	5
1. 3 本論文の構成	11
第1章の参考文献	13
第2章 激震動下における免震橋梁構造の地震応答特性	14
2. 1 概要	14
2. 2 既往の研究	15
2. 3 免震支承と橋脚とに塑性化が生じる免震橋梁の地震応答特性	16
2. 3. 1 緒言	16
2. 3. 2 解析モデルおよび解析条件	16
2. 3. 3 免震支承を有する道路橋の地震応答特性	18
2. 3. 4 等価非線形1自由度系モデルによる免震橋梁の地震応答特性の評価	24
2. 3. 5 システムエネルギー一定則による免震橋梁の地震応答の評価	29
2. 3. 6 免震支承と橋脚とに塑性化が生じる免震橋梁の地震応答特性の評価	31
2. 3. 7 結言	35
2. 4 免震支承と橋脚とに塑性化が生じる免震橋梁に関する振動台実験	36
2. 4. 1 緒言	36
2. 4. 2 供試体および振動台実験	36
2. 4. 3 実験結果	40
2. 4. 4 非線形2自由度系モデルによる実験結果の検証	47
2. 4. 5 等価非線形1自由度系モデルによる実験結果の検証	50
2. 4. 6 結言	54
2. 5 まとめ	55
第2章の参考文献	56

第3章 激震動下における免震橋梁構造の応答評価と等価線形化法の適用	58
3. 1 概要	58
3. 2 既往の研究	60
3. 3 激震動下における構造物の応答評価への等価線形化法の適用性と推定精度の向上	62
3. 3. 1 緒言	62
3. 3. 2 解析条件および解析モデル	62
3. 3. 3 等価剛性および等価減衰定数の設定	63
3. 3. 4 等価線形化法による非線形地震応答変位の推定と精度の向上	67
3. 3. 5 結言	70
3. 4 地震時水平力分散橋梁の応答評価への等価線形化法の適用性と推定精度の向上	71
3. 4. 1 緒言	71
3. 4. 2 2自由度系への等価線形化法の拡張	71
3. 4. 3 解析モデルと解析条件	72
3. 4. 4 橋梁全体系の地震応答の推定精度	73
3. 4. 5 モード形状を利用した橋脚と支承の地震応答の推定精度	75
3. 4. 6 動的増幅効果を利用した橋脚と支承の地震応答の推定と精度の向上	77
3. 4. 7 結言	79
3. 5 まとめ	80
第3章の参考文献	81
第4章 免震橋梁構造の地震時信頼性評価と限界状態設計法	82
4. 1 概要	82
4. 2 鉄筋コンクリート単柱橋脚の地震時信頼性評価	83
4. 2. 1 緒言	83
4. 2. 2 既往の研究	83
4. 2. 3 材料特性等のばらつきによる部材特性への影響	84
4. 2. 4 部材耐力および変形性能評価式の精度	85
4. 2. 5 非線形地震応答の推定精度	90
4. 2. 6 材料特性等が鉄筋コンクリート橋脚の信頼性評価に与える影響	91
4. 2. 7 エネルギー一定則により設計された鉄筋コンクリート橋脚の信頼性評価	96
4. 2. 8 荷重低減係数に係る安全係数に関する検討	100
4. 2. 9 結言	103
4. 3 部材の動的特性のばらつきに着目した免震橋梁構造の地震時信頼性評価	105
4. 3. 1 緒言	105

4. 3. 2	既往の研究	105
4. 3. 3	免震支承の剛性および減衰特性および破断特性のばらつき	106
4. 3. 4	解析モデルおよび解析条件	112
4. 3. 5	免震橋梁の部材特性のばらつきが地震時挙動に及ぼす影響	114
4. 3. 6	免震橋梁モデルの違いが免震橋梁の動的応答特性に及ぼす影響	118
4. 3. 7	結言	121
4. 4	免震支承のハードニング特性に着目した免震橋梁構造の地震時信頼性評価	122
4. 4. 1	緒言	122
4. 4. 2	既往の研究	122
4. 4. 3	免震支承のハードニング特性とそのモデル化	123
4. 4. 4	免震支承のハードニング特性が免震橋梁の地震時挙動に及ぼす影響	125
4. 4. 5	免震支承のハードニング特性に着目した免震橋梁の地震応答特性	131
4. 4. 6	免震支承のハードニング特性に着目した免震橋梁構造の信頼性評価	138
4. 4. 7	結言	141
4. 5	地震動の不確定性に着目した免震橋梁構造の地震時信頼性評価と限界状態設計法	143
4. 5. 1	緒言	143
4. 5. 2	既往の研究	143
4. 5. 3	適合地震波の作成	144
4. 5. 4	解析条件および解析モデル	146
4. 5. 5	地震動の不確定性を考慮した免震橋梁構造の地震応答特性	149
4. 5. 6	地震動の不確定性を考慮した免震橋梁構造の地震時信頼性評価	153
4. 5. 7	信頼性評価に基づく免震橋梁構造の設計法の提案	155
4. 5. 8	結言	158
4. 6	まとめ	160
第4章の参考文献		161
第5章 結論		163
謝辞		166

発表論文一覧



# 記号の定義

$AVE$  (□) : □量のばらつきの平均値

$C_D$  : 高減衰化による荷重低減効果

$C_M$  :  $b/a$  より定まる変数 ( $b/a=1$  のとき  $C_M=0.01157$ )

$C_T$  : 長周期化による荷重低減効果

$C_\mu$  : 塑性化による荷重低減効果変化率

$C.O.V.$  (□) : □量のばらつきの変動係数

$G$  : ゴムのせん断弾性係数、

$K_{b1}$  : 免震支承の第 1 次剛性

$K_{b1}'$  : 回転慣性を考慮した免震支承の第 1 次剛性

$K_{b2}$  : 免震支承の第 2 次剛性

$K_{b2}'$  : 回転慣性を考慮した免震支承の第 2 次剛性

$K_b$  : ゴム支承の剛性

$K_{beq}$  : 免震支承の等価剛性、橋脚模型降伏耐力相当時の免震支承の割線剛性

$K_{bR}$  : 免震支承の回転剛性

$K_{bhd}$  : 免震支承のハードニング時剛性

$K_{gl}$  : 免震橋梁全体系の第 1 次剛性

$K_{py}$  : 橋脚の降伏剛性

$K_{p1}$  : 橋脚の第 1 次剛性

$K_{p2}$  : 橋脚の第 2 次剛性

$K_{peq}$  : 橋脚の等価剛性

$L$  : 振動台実験での上部構造一支承連結部ピン位置から一免震支承の回転中心までの距離

$P_{by}$  : 免震支承の降伏耐力

$P_{bpy}$  : 橋脚降伏時の免震支承の耐力

$P_{b,br}$  : 免震支承の破断耐力

$P_{ge}$  : 免震橋梁全体系の弾性応答水平力

$P_{py}$  : 橋脚の降伏耐力

$P_{p,req}$  : 橋脚の必要降伏耐力

$P_y$  : 降伏耐力

$Q_d$  : 免震支承の降伏強度

$R$  : 平均 0, 分散 1 の正規分布乱数

$R(n)$  :  $n$  個の一様整数乱数値

$R_p$  : 橋脚系塑性率を用いたエネルギー一定則に基づく必要降伏耐力と実降伏耐力の比

$R_g$ : システムエネルギー一定則に基づく必要降伏耐力と実降伏耐力の比

$SA(T, h)$ : 固有周期  $T$ 、減衰定数  $h$  における応答加速度

$SF$ : 許容塑性率算定時に用いる安全係数（道路橋示方書の場合、1.2 および 1.5）

$T_{bl}$ : 免震支承の第 1 次剛性により算定される 1 次固有周期

$T_{beq}$ : 免震支承の等価固有周期

$T_{gy}$ : 免震橋梁全体系の降伏固有周期

$T_p$ : 支承固定時の橋脚降伏固有周期

$W$ : 全重量、上部構造重量 ( $W_u$ ) と橋脚重量 ( $W_p$ ) との和

$W_{engy}$ : 弾性応答エネルギー

$W_u$ : 上部構造重量

$W_p$ : 橋脚部重量、橋脚模型梁部重量 + 1/2 橋脚模型柱部重量

$Z$ : 性能評価関数

$a$ : 免震支承の回転軸方向寸法

$a_r$ : 矩形断面で高さ 1.0 m を想定したモデル橋脚において、鉄筋強度、コンクリート強度等を変化させた場合の橋脚降伏耐力を線形回帰した場合の回帰係数

$b$ : 免震支承の回転直角方向寸法

$b_r$ : 矩形断面で高さ 1.0 m を想定したモデル橋脚において、鉄筋強度、コンクリート強度等を変化させた場合の橋脚降伏耐力を線形回帰した場合の回帰係数

$c_B$ : 塑性率に係る有効係数

$e_r$ : 支承破断ひずみと破断耐力とを線形回帰した場合の回帰係数

$f_r$ : 支承破断ひずみと破断耐力とを線形回帰した場合の回帰係数

$f^{-1}(\mu_a^o)_m$ : 強震記録 213 波の許容塑性率  $\mu_a^o$  に対する荷重低減係数の平均値

$f\left\{\frac{khc^o \cdot W^o}{P_y^p}\right\}_i$ : 実降伏耐力比をリダクションファクター値として取り扱った場合に想定される必要じん性率を  $i$  波の特性より求める関数。

$g$ : 重力加速度

$h_b$ : ゴム支承の減衰定数

$h_{beq}$ : 免震支承の等価減衰定数、橋脚模型降伏相同時の免震支承の等価減衰定数

$h_c$ : 粘性減衰定数で Takeda 型の場合 0.02、Bi-linear 型の場合 0.01

$h_{eq}$ : 等価減衰定数

$h_{geq}$ : 免震橋梁全体系の粘性減衰定数

$h_p$ : 橋脚の減衰定数

$h_{peq}$ : 橋脚の等価減衰定数

$h(c_B, \mu)$ : Geometrical Damping Method に従い算出される等価減衰定数

$h_B(c_B, \mu)$ : Bi-linear モデルを用いて算出した  $h(c_B, \mu)$

$h_T(c_B, \mu)$ : Takeda モデルを用いて算出した  $h(c_B, \mu)$



$k_{eq}$  : 等価剛性

$k_y$  : 降伏剛性

$k_{hc}$  : 設計水平震度

$m_C$  : 耐力の分布の平均値

$m_R$  : 応答の分布の平均値

$ne$  : ゴムの一層あたりの層数

$te$  : ゴムの一層あたりの層厚

$u_{by}$  : 免震支承の降伏変位

$u_{bpy}$  : 橋脚降伏時の免震支承の変位

$u_{beq}$  : 橋脚模型降伏時の免震支承の変位

$\dot{x}^P$  : 非線形系の速度

$\dot{x}^E$  : 等価線形系の速度

$\ddot{z}$  : 地動加速度

$\Delta W_{engy}$  : 1 ループあたりの履歴吸収エネルギー

$\alpha$  : Substitute Damping Method を用いて算出される等価減衰定数と、Geometrical Damping Method から算出される等価減衰定数  $h(c_B, \mu)$  の補正值がほぼ等価となるように設定する係数

$\beta$  : 安全性指標

$\gamma_r$  : 二次剛性比

$\gamma$  : 荷重低減係数に係る安全係数 (0.5–1.0)

$\gamma_{b,br}$  : 免震支承の破断ひずみ

$\delta_B$  : 支承の変位

$\delta_P$  : 橋脚の変位

$\delta_{beq}$  : 橋脚の降伏耐力相当の作用力が作用した場合における免震支承の変位

$\delta_i$  : 収束計算  $i$  回目で得られる変位

$\delta_{i-1}$  : 収束計算  $i-1$  回目で得られる変位

$\delta_{gu}$  : 全体系の終局変位

$\delta_{gy}$  : 全体系の降伏変位

$\delta_u$  : 終局変位

$\delta_u^{Pm}$  : 材料特性等ばらつきを考慮した終局変位

$\delta_y$  : 公称強度に基づく設計降伏変位

$\delta_{py}$  : 橋脚の降伏変位

$\phi_{pl}$  : 橋脚天端位置の 1 次の振動モード

$\phi_{ul}$  : 上部構造位置の 1 次の振動モード

$\mu$  : 塑性率

$\mu_a$  : 許容塑性率

$\mu_g$  : 全体系塑性率

$\mu_{gC}$  : 全体系じん性率

$\mu_{g,dyn}$  : 非線形 2 自由度時刻歴応答解析により得られた全体系塑性率

$\mu_p$  : 橋脚系塑性率

$\mu_{pC}$  : 橋脚系じん性率

$\mu_{p,dyn}$  : 非線形 2 自由度時刻歴応答解析により得られた橋脚系塑性率

$\sigma_C$  : 耐力の分布の標準偏差

$\sigma_R$  : 応答の分布の標準偏差

$\omega_{eq}$  : 等価固有振動数

$\square^O$  : 設計で考慮する量を意味する上付き文字、「設計…」を意味する

$\square^P$  : 実際に発揮される量を意味する上付き文字、「実…」を意味する

$\square_D$  : Demand を意味する下付き文字

$\square_C$  : Capacity を意味する下付き文字

# 第1章 序論

---

## 1. 1 本研究の背景と目的

我が国は、世界第1級の地震国であり、公共構造物の設計にあたっては耐震性に十分な配慮が必要とされる。特に道路橋は、「人の交流」や「物資の搬送」といった社会生活の基本となる交通手段の要であり、その社会的な重要性から、震後においても道路橋としての機能を保持する必要がある。したがって、道路橋は想定される地震動に対して適切な耐震性を有するだけでなく、容易に損傷が発見され容易に復旧できる機能も要求される。従来の道路橋の地震に対する設計では、「耐震設計」が行われてきた。これは、地震に抵抗できるだけの耐力を有するように構造物を設計する概念であり、従来の道路橋の地震に対する設計の基本的考え方であった。「耐震設計」と異なる地震に対する設計概念として、「免震設計」がある。「免震設計」とは、構造物の長周期化および高減衰化により、構造物に作用する地震力を低減させる概念である。

1970年代に、ニュージーランドで開発された鉛プラグ入り積層ゴム支承いわゆる免震支承の登場<sup>1)</sup>により、免震設計が道路橋の設計に適用することが容易となった。また、エネルギー吸収部材である免震支承は、容易に損傷が発見でき容易に復旧が可能であるという利点も有している。このことから、1980年代後半以降ニュージーランドおよびアメリカにおいて道路橋の新設橋梁および既設橋梁の耐震補強に採用され、以降着実に免震設計の適用実績を増やしている。日本においては、1990年代初めから、新設道路橋においては宮川橋梁（静岡県）<sup>2)</sup>、既設道路橋においては阪神高速道路守口線高架橋（阪神高速道路公団）<sup>3)</sup>に適用され、以降着実に適用実績を重ねている。

兵庫県南部地震において、道路橋が多大な被災を被ったこと<sup>4)</sup>は記憶に新しい。その強大な地震動による<sup>5)</sup>支承構造の被災に着目した場合、被災域の高架道路に用いられていた約49%の金属支承は何らかの被害を受け、約21%が多大な被害を受けた<sup>6)</sup>。多くの金属支承が脆性的な破壊を受けたのに対して、ゴム支承の被害は少なかったことが特徴的であり、さらに強震地域に存在しなかったとはいえ免震支承を用いた橋梁は無被害であったことが報告されている。このことから、免震支承を用いた構造橋梁に対する関心が高まった。特に、極限地震動に対する設計のあり方として、耐震設計から免震設計に移行すべきとの考え方が台頭するようになり<sup>7)</sup>、橋梁構造の地震時安全性確保にとって重要な変形性能や減衰性能を付加しやすく、さらに要求性能が容易に示すことが出来る免震構造<sup>8)</sup>が、注目を浴びるようになった。現在では、さらに長大橋梁の耐震補強へ免震構造技術の応用<sup>9)</sup>が検討されはじめている。

実務の分野では、兵庫県南部地震における道路橋の被災を教訓として建設省より通達された「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関する仕様」<sup>10)</sup>では、ゴム支承を積極的に用いることが望ましいことが記述された。これを受け、兵庫県南部地震で被災した阪神高速道路3号神戸線の復旧においては免震支承をはじめとするゴム支承が本格的に採用された。また、基礎構造の補強を行わない橋梁の再構築手法として、橋脚部の基部に免震支承を設置する初めての試みもなされた<sup>11)</sup>。平成8年にはこれまでマニュアルとして取り扱われていた免震設計が、新たに道路橋示方書<sup>12)</sup>に取り入れられ、免震支承の採用が一気に加速したことはいうまでもない。このようにして、免震設計の実用化が着実に進んでいる。

現行の免震設計技術の特徴は、免震支承による減衰効果および長周期化が確実に生じることを期待するため、橋脚は地震時に塑性挙動が進行する状態に至らないよう設計する点にある。したがって、多くの場合橋脚は弾性挙動するように設計される。これは、免震支承の効果を最大限に生かすことが可能となる設計法であり、世界中の多くの免震設計もこの考え方に準拠した基準化がなされている。しかしながら、激震動下においては、免震支承とともに橋脚にも塑性化が進行し、免震橋梁システムとして複数箇所での塑性化が進行する可能性も想定される。特に、既設橋梁の耐震性向上手法として免震構造化を図る場合は、橋脚が弾性挙動をするように免震構造化を行うことは非常に困難であるため、橋脚の塑性化を認め、橋脚と免震支承とで積極的にエネルギーを吸収するような構造とすることが合理的な設計となると考えられる。したがって、免震橋梁全体系の免震支承および橋脚といった複数箇所での塑性化が生じるような橋梁システムの地震応答についてその特性を把握し地震応答評価法を検討しておくことが必要と考えられる。

本論文では、兵庫県南部地震のような激震動を被災した場合の免震橋梁の地震時挙動を解明、免震支承と橋脚と複数箇所での塑性化が生じる場合を考慮した合理的な免震設計法を検討しその結果を取りまとめたものである。また、設計基準のボーダーレス化として進められている世界標準化機構の基準<sup>13)</sup>によれば、構造物の性能評価は確率を用いて表現することもしくはそれに基づく限界状態設計法の構築が基本とされている。こうした国際的な動きに対応して、橋梁システムを構成する部材剛性・耐力等のばらつきを考慮した信頼性解析により性能評価を行い、より合理的な免震橋梁の限界状態の設定とその評価法の構築に関する検討を行ったものである。

## 1. 2 免震設計法の変遷

### 1. 2. 1 日本における主要な道路橋、鉄道橋および建築構造物の免震設計法

道路橋の免震設計は、免震支承の持つエネルギー吸収機能による減衰効果と低剛性による構造系の長周期化の効果によって、橋梁全体システムに作用する地震力を低減させることにある。海外では、一般に短周期域では強度が大きい長周期域では急激にその強度が小さくなる設計震度が用いられることから、免震設計においては長周期化による地震力の低減に着目した設計がなされる。一方、日本においては、軟弱な地盤が多く設計震度は 1.0 秒超程度の固有周期帯においても強度が比較的大きいこと、大変位に対応した伸縮装置の肥大化は、騒音・振動といった環境的側面から好ましくないことから、構造物の長周期化は避けられる傾向にある。これらの理由から、日本の道路橋における免震設計においては、免震支承の長周期化による効果よりも、高減衰化による効果により期待した設計体系が構築されてきた。表-1.2.1 に我が国の道路橋における免震設計法とその変遷を総括して表に示す。

免震支承を用いた道路橋を設計するための設計基準として、1988 年に日本において初めて「免震設計法ガイドライン」（国土開発技術センター）<sup>14)</sup> が示された。本ガイドラインでは、免震効果が確実に得ることができるよう、免震橋梁の固有周期が、非免震橋梁の固有周期の 2 倍程度以上であることを求める一方で、免震橋梁に関する歴史が浅いことから過度の長周期化による震度低減はさけるべきであることが望まれている。これは、我が国の道路橋の置かれた環境上の特殊性に考慮し、長周期化による効果よりも高減衰化を期待した免震設計を行うことを求めているものである。設計震度に関しては、減衰と長周期化による設計震度の低減が図れるような算定式とされている。震度法における設計水平震度算定においては、長周期化による低減率を 4/5 までとすることし、さらに、地震時保有水平耐力法による設計においては、許容される橋脚系の塑性率は、関東大震災級の希に起こる大地震にも橋脚には曲げクラック以上の損傷が生じることはないよう 2 以下とされている。

免震設計法を道路橋に普及させることを目的として、1989 年に建設省土木研究所と民間各社との官民共同研究が行われ、その成果として 1992 年に「免震設計法マニュアル」（建設省土木研究所）<sup>15)</sup> が示された。本設計法マニュアルは基本的には免震設計法ガイドラインを踏襲し、免震支承の設計方法等を付加することによってより実務に配慮したマニュアルとして取りまとめられた。ここでは、地震時保有水平耐力法の設計では、橋脚の塑性率に対する安全率が 1.5 とされている。これは塑性状態率として 66% まで許容されることを意味している。当時、橋脚に期待されていた塑性率の程度は 4 であることから、L2 地震動に対する免震設計法ガイドラインと免震設計法マニュアルが想定する橋脚の許容塑性状態率はほぼ同じと考えられる。

さらに、兵庫県南部地震による被災構造物の復旧において免震支承が多く用いられるとともに、

道路橋の耐震補強においても免震化による地震時安全性の向上法も広く用いられるようになった。この背景の下、1996年に道路橋示方書（日本道路協会）が改訂され、免震設計が基準化されることによって、免震橋梁の採用が一気に加速した。道路橋示方書では、免震橋梁の橋脚の許容塑性率算定において用いる安全率を3.0、すなわち塑性状態率が33%となるように基準が定められている。兵庫県南部地震以降、一般に橋脚に求められる塑性率が概ね8程度であることから考えた場合、やはり橋脚には大きな塑性変形を期待しない設計を行うことが規定されていることがわかる。

他の土木構造物として鉄道橋、および建築構造物における主要な免震設計法の基準を、表-1.2.2に示す。鉄道橋における免震設計は、1999年に鉄道構造物設計標準（鉄道総合技術研究所）<sup>16)</sup>に示された。鉄道橋では免震設計は積極的には採用せず、地震時水平力分散構造物の支承として免震支承を用い、減衰の効果は橋脚の応答低減には考慮しないこととしていることに特徴がある。ただし、変位の算定においては免震支承の減衰効果を考慮した設計が行われる。このような設計法は、現状の実務設計における趨勢を反映したものとなっている。これは一般に「免震もどき橋」と称される。道路橋では免震設計法が整備されているとはいえ、実際には「免震もどき橋」が多く建設されているのが実情である。建築分野では、免震設計は建築評定の対象となっているため、標準的な設計基準が確立されていない。日本建築学会では、「免震構造設計指針」（日本建築学会）<sup>17)</sup>が取りまとめられ、エネルギーの釣合いによる応答評価法など新しい設計法が示されている。

## 1. 2. 2 海外における主要な道路橋および建築構造物の免震設計法

免震設計技術は、ニュージーランドで開発されたが、明文化された免震設計基準は少ない。一方、アメリカやヨーロッパにおいて基準化が積極的に行われている。海外における主要な道路橋および建築構造物の免震設計法を、表-1.2.3に示す。

アメリカにおける道路橋の免震設計法は、1990年に「Guide Specifications for Seismic Isolation Design」（American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO)）<sup>18)</sup>に規定された。減衰定数別補正係数による設計地震力の低減、および長周期化による設計地震力の低減を考慮した設計力の算定が示されている。また、橋脚の非線形性による荷重低減効果いわゆる荷重低減係数は、非免震橋梁と同等の値が採用されているが、免震橋梁の被災を軽減するために荷重低減係数は1.5とすることが望ましいとされた。

さらに、1999年に「Guide Specifications for Seismic Isolation Design」（AASHTO）<sup>19、20)</sup>が改訂された。ここでは、荷重低減係数は1.5～2.5の範囲とされた。この荷重低減特性の改訂は、橋脚の塑性変形の程度を小さくする観点ではなく、橋脚の塑性変形も含めて橋梁全体系としての荷重低減特性を再検討した結果とされている。また、Highway Innovative Technology Center (HITEC) による数種の免震支承の性能試験結果により、免震支承の経年特性や温度による影響による剛性の変化を考慮した解析方法を規定した。これは、免震支承の剛性が免震橋梁の地震応答特性を支配することか

ら、より詳細な設計が必要であるとの認識から取りまとめられている。また、免震支承の性能確認方法についても詳細に記述されている。

ヨーロッパでは、橋梁の免震設計法が「Eurocode8 - Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures」(Comite Europeen de Normalization(CEN))<sup>21)</sup>の中に規定されている。ここでは、橋脚が塑性する場合と塑性しない場合とでは地震時挙動の複雑度が異なることから、適用可能な設計法を区別して規定している。橋脚が塑性しない場合は静的設計により設計が可能であるのに対し、橋脚が塑性化する場合に動的解析による設計を義務付けている。また、免震設計においては、変位に対しては支承の最小剛性を用いて設計を行い、作用力に対しては支承の最小剛性を用いて行った解析結果を補正して設計を行うことが規定されている。また、免震橋梁の固有周期は非免震橋梁のその3倍以上となるよう設計することが規定されている。

ニュージーランドでは、1970年代の後半から免震橋梁の建設が行われている。しかしながら、設計基準として明文化したものは少なく、各プロジェクトを経る毎に実務で用いられる設計法が高度化している。唯一公的機関から出されている免震設計基準は、「Design of Lead-Rubber Bridge Bearings」<sup>22)</sup>が1983年に取りまとめられている。免震設計の特徴としては、橋脚は弾性状態にあるよう設計することを考えており、長周期化による設計震度の低減を期待した体系となっている。また、支承のせん断ひずみが90%に制限されているところにも特徴がある。

建築構造物の基準として代表的なものとして、1997年に定められた「Uniform Building Code」(International Conference on Building Officials(ICBO))<sup>23)</sup>に規定される免震設計法がある。免震支承の剛性は最大剛性と最小剛性とで評価し、構造物に与える影響をより詳細に算定するように設計法が構築されている。なお、免震支承の減衰の効果により最大50%にまで設計せん断力を低減できるとされている。また建物の設計では荷重低減係数は1.4~2.0の値を用いることができるが、免震支承よりも下部の構造物については弾性設計することを基本としている。

### 1. 2. 3 既往の免震設計法における課題

以上の既往の免震構造設計法を概観すると、従来の免震橋梁に対する一般的な設計法は、橋脚が塑性化させない、もしくは塑性化を許容しても疑似弾性状態にあることを規定していることがわかる。しかしながら、激震動下では免震支承と橋脚に塑性化が生じることも想定される。したがって、免震支承と橋脚に塑性化が生じる免震橋梁の地震時挙動を把握し、免震橋梁の極限の構造安全性を把握し、実務設計へフィードバックすることが必要であると考えられる。またそのフィードバックにあたっては、合理的かつ簡便な設計手法の確立が望まれる。

また、アメリカを中心として免震支承の剛性の経年特性や温度による影響による変化を設計に取り入れる方法が開発されている。しかしながら、あくまでも確定論的な取り扱いがなされており、ばらつきを考慮した設計法もしくはそれに基づく限界状態や設計法の確立までには至っていない。

したがって、信頼性に基づく性能評価に基づいた設計法の構築が必要であると考えられる。

このような背景のもと、免震橋梁の設計法の高度化のためには、下記の課題を検討する必要があると考えられた。

1) 免震橋梁の応答評価に関する課題として、

- ◆ 激震動下における、免震支承と橋脚とに塑性化が生じる場合の地震応答特性の把握
- ◆ 免震支承と橋脚とに塑性化が生じる免震橋梁の非線形挙動の合理的な評価法の開発

2) 性能評価と設計法構築に関する課題として、

- ◆ 免震橋梁の構成部材の耐力・剛性のばらつきが地震応答特性への影響の把握
- ◆ 免震支承および橋脚の限界状態の把握
- ◆ 信頼性工学に基づいた免震橋梁の地震時安全性の評価と、合理的な設計法の構築

本論文では、上述した課題を念頭に置き、激震動下における免震橋梁の地震時挙動として、特に免震支承と橋脚とに塑性化が生じる場合における免震橋梁の地震時挙動の解明、合理的な地震時応答特性の評価法の検討、及び免震橋梁の信頼性に基づく性能評価を行い、性能に基づいた合理的な免震橋梁構造の性能評価と設計法の構築に関する研究を取りまとめたものである。



表-1.2.1 国内における道路橋における免震設計法とその変遷

	道路橋の免震設計法ガイドライン 国土技術開発センター (1988)	免震設計法マニュアル 建設省土木研究所官民連帯共同研究報告書 (1992)	道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編 日本道路協会 (1996)
設計法	2段階設計 (L1,L2) 震度法、地震時保有水平耐力法および動的解析	2段階設計 (L1,L2) 震度法、地震時保有水平耐力法および動的解析	2段階設計 (L1,L2) 震度法、地震時保有水平耐力法および動的解析
震度法による設計	$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot k_{h0}$ * 免震橋梁の設計水平震度は、非免震時の設計水平震度の4/5以上	$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0}$ $c_T \cdot c_E \geq 0.8$ * 免震橋梁の設計水平震度は、非免震時の設計水平震度の4/5以上	$k_h = c_z \cdot k_{h0}$ * 長周期化および減衰性能の向上による設計水平震度の低減は行わない
地震時保有水平耐力法による設計	$k_{hc} = c_z \cdot c_I \cdot c_D \cdot S_{c0} / G$ $k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu_{Pa} - 1}}$ * 曲げ破壊が先行すると判定された場合にも許容塑性率は2.0以下とする * 橋脚系塑性率を用いたエネルギー一定則 * 許容塑性率算定時の安全率は1.5 * 免震支承の設計変位の有効変位とした等価線形化。免震支承の局部せん断ひずみに対して許容せん断ひずみ500/1.2%	$k_{hc} = c_z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{hc}$ $k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu_{Pa} - 1}}$ * 許容塑性率算定時の安全率は1.5とする * 橋脚系塑性率を用いたエネルギー一定則 * 免震支承の設計変位の70%を有効変位とした等価線形化。免震支承の水平せん断ひずみに対して許容せん断ひずみ250%	$k_{hcm} = c_E \cdot k_{hc}$ $k_{hem} = \frac{k_{hcm}}{\sqrt{2\mu_{Pa} - 1}}$ * 等価水平震度の下限値は $0.4c_z$ * 橋脚系塑性率を用いたエネルギー一定則 * 許容塑性率算定時の安全率は3.0(重要度が特に高い橋) * 免震支承の設計変位の70%を有効変位とした等価線形化。免震支承の水平せん断ひずみに対して許容せん断ひずみ250%
免震支承の地震時の力学的特性の評価法	* 設計変位50回繰返し載荷に対して安定であること * 設計変位の1.5倍の変位の2回繰返し載荷に対して著しく損傷しないこと * 残留変位は設計変位の10%以下であること	* 4~10回の有効変位による繰返し載荷における平均剛性、平均等価減衰定数と設計値との差が10%以内であること * 設計変位50回繰返し載荷に対して安定であること * 残留変位は設計変位の10%以下であること	* 4~10回の有効変位による繰返し載荷における平均剛性、平均等価減衰定数と設計値との差が10%以内であること * 設計変位による50回繰返し載荷の剛性が、初期の等価剛性(2~3回時)に対して安定であること * 残留変位は設計変位の10%以下であること
免震設計に対する配慮	* 免震橋梁の固有周期は非免震橋梁の2倍以上 * 地震時に不安定となる地盤上では用いないこと * 免震支承は力学的挙動が明確範囲で使用	* 免震橋梁の固有周期は非免震橋梁の2倍以上 * 地震時に不安定となる地盤上では用いないこと * 免震支承は力学的挙動が明確範囲で使用	* 免震橋梁の固有周期は非免震橋梁の2倍以上 * 地震時に不安定となる地盤上では用いないこと * 免震支承は力学的挙動が明確範囲で使用

注：  $k_h$ ：設計水平震度、 $k_{h0}$ ：標準設計水平震度、 $c_z$ ：地域別補正係数、 $c_G$ ：地盤別補正係数、 $c_I$ ：重要度別補正係数、 $c_T$ ：固有周期別補正係数、 $c_E$ ：地域別補正係数、 $k_{he}$ ：地震時保有水平耐力法に用いる等価設計水平震度、 $k_{hc}$ ：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度、 $c_D$ ：減衰定数別補正係数、 $S_{c0}$ ：加速度応答スペクトルの基準値、 $G$ ：重力加速度、 $\mu_{Pa}$ ：許容塑性率、 $k_{hcm}$ ：地震時保有水平耐力法に用いる免震橋梁の等価水平震度、 $k_{hem}$ ：地震時保有水平耐力法に用いる免震橋梁の設計水平震度

表-1.2.2 国内における主要な鉄道および建築構造物の免震設計法

	鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 (1999)	免震構造設計指針 日本建築学会 (1993)
設計法	2段階設計 (L1,L2) 動的解析、降伏震度スペクトルを用いた動的解析	1段階設計 (L2) 動的解析もしくは包絡線評価法
L1 に対する 設計	* L2 に対する設計に包括	
L2 に対する 設計	<ul style="list-style-type: none"> <li>* 免震支承を用いる場合は、支承の減衰性能を利用した免震設計とする場合と、支承のせん断剛性のみを考慮した水平力分散設計とする場合があるが、現時点では減衰効果を耐震上の余裕代として扱い、水平力分散構造として取り扱う。</li> <li>* なお、免震支承を用いる場合は、応答変位の計算においては減衰効果を考慮してよい。</li> <li>* 免震支承の水平せん断ひずみに対して許容せん断ひずみ 250%</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>* 入力地震動特性に影響を及ぼす影響を因子を考慮して設計用入力地震動の応答スペクトルを設定。時刻歴応答解析に用いる地震動波形としては、設計用入力地震動の応答スペクトルのレベルに適合した実地震記録および人工地震動波形を用いる。</li> <li>* 設計用地震応答予測は、直接地震応答解析もしくは、エネルギーの釣合式に基づく包絡線評価法または等価線形化法を用いた包絡線評価法により行う。</li> <li>* 建物の保有耐力の照査は不要。免震層においてエネルギー吸収がなされるため、建物でエネルギー吸収することは考慮していない。</li> </ul>
免震支承の地震時の力学的特性の評価法	* 免震支承を等価な剛性を持つ水平力分散支承として評価	* 最大変形能力および最大変位での破損の有無の確認、鉛直、水平ばね定数の確認
免震設計に対する配慮	* 免震支承の減衰の効果は応答変位にのみ評価し、荷重の低減は行わない。	* 基本的に建物の塑性化を許容しない設計体系

表-1.2.3(1) 海外における主要な道路橋および建築構造物の免震設計法

	Guide Specifications for Seismic Isolation Design AASHTO U.S.A. (1990)	Guide Specifications for Seismic Isolation Design AASHTO U.S.A. (1999)	Eurocode8 – Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures CEN EU (1994)
設計法	1段階設計 (L2相当) 静的設計法、応答スペクトル法、時刻歴応答解析	1段階設計 (L2相当) 静的設計法、応答スペクトル法、時刻歴応答解析	1段階設計 (L2相当) 橋脚が塑性化しない場合：応答スペクトル法 橋脚が塑性化する場合：時刻歴応答解析法
設計法  詳細	橋脚に対する設計水平力 $F = \frac{C_s}{R} W$ $C_s = \frac{A \cdot S_i}{T \cdot B}$ * 荷重低減係数 $R$ は非免震橋と同等、ただし免震橋の被災を軽減するために 1.5 を推奨	橋脚に対する設計水平力 $F = \frac{C_s}{R} W$ $C_s = \frac{A \cdot S_i}{T \cdot B}$ * 荷重低減係数 $R$ は 1.5～2.5 に低減、基本的に弾性的挙動を橋脚に期待 * 固有周期算定には下部構造の剛性を考慮 * 免震支承の特性値の上限値および下限値を考慮した解析を実施（耐久性、温度の影響に対して補正係数 $\lambda$ を導入）	* 免震支承に作用する地震作用力 $E_I$ は応答スペクトル解析や時刻歴応答解析により算出。解析時は、免震支承には有効剛性の下限値を用いる。 * 支承の設計地震作用力 $E_{Id} = \gamma_{OI} E_I \quad \gamma_{OI} = 1.10 \cdot K_{\max} / K_{\min}$ 橋脚の設計地震作用力 $E_{Pd} = \gamma_{OI} E_I \quad \gamma_{OI} = K_{\max} / K_{\min}$ * 免震支承の有効剛性の上限値と下限値の比を用いた補正。 * 免震支承の許容せん断ひずみ 200%
免震支承の地震時の力学的特性の評価法	* Prototype test 設計用動的特性値の設定のための試験および安定性試験規定	* System characterization test 免震構造の力学的特性を検証する部材試験とシステム全体の振動台実験による効果の実証試験。具体的な試験方法は明示されず。 * Prototype test 設計用値の設定のための試験および安定性試験 地震時に考慮する合算変位 (0.25,0.5,0.75,1.0,1.25 倍) 20 回載荷や、残留変形が生じたことを想定した地震時変位最高 25 回載荷に対して安定であること。	* Prototype test 設計用値の設定のための試験および安定性試験 常時変位 20 回+地震時変位 (0.25,0.5,0.75,1.0 倍) 20 回+過強度、温度を考慮した合算変位 20 回繰り返し載荷に対して安定であること。
免震設計に関する配慮	* 免震橋梁の適する周期帯として 1.5~3.0 秒	* 免震橋梁の適する周期帯として 1.5~3.0 秒	* 免震橋梁の固有周期は 3.0 秒以下 * 免震橋梁の固有周期は非免震橋梁の 3 倍以上 * 直近断層より 15km 以上離隔 * 比較的良好な地盤

注：  $F$ ：橋脚の設計水平力、 $C_s$ ：設計震度、 $A$ ：地域別補正係数、 $S_i$ ：地盤別補正係数、 $T$ ：固有周期、 $B$ ：減衰定数別補正係数、 $R$ ：荷重低減係数、 $E_{Id}$ ：免震支承の設計地震作用力、 $E_{Pd}$ ：橋脚の設計地震作用力、 $E_I$ ：解析によって求められた免震支承の地震作用力、 $\gamma_{OI}$ ：免震支承の剛性による補正係数、 $K_{\max}, K_{\min}$ ：免震支承の最大／最小有効剛性

表-1.2.3(2) 海外における主要な道路橋および建築構造物の免震設計法

	Design of Lead-Rubber Bridge Bearings Ministry of Works and Development New Zealand (1983)	Uniform Building Code International Conference on Building Officials U.S.A. (1997)
設計法	1段階設計 (L2相当) 降伏震度スペクトル法	2段階設計 (L2相当) 応答スペクトル法、時刻歴応答解析法
設計法  詳細	<ul style="list-style-type: none"> <li>* 免震支承は、橋梁系を長周期化することを第一の目的として用いる。</li> <li>* 橋脚下部構造の耐力は、支承部が固定でかつ変形性能が期待される場合に要求される耐力を下回ってはならない。</li> <li>* 支承の設計ひずみは、最大 90%。</li> </ul>	<p>建物に対するせん断力</p> $V_S = \frac{k_{D\max} \cdot D_D}{R_I}$ <p>支承より下部の建物</p> $V_S = k_{D\max} \cdot D_D$ <p>免震支承の設計地震で考慮する変位</p> $D_D = \frac{(g/4\pi^2) \cdot C_{VD} \cdot T_D}{B_D}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>* 荷重低減係数 <math>R_I</math> は、1.4, 16 または 2.0。単柱形式は 1.4。</li> <li>* 減衰定数別補正係数 <math>B_D</math> は、最大 2</li> <li>* 免震支承の剛性は設計と最小剛性と 2 段階評価</li> <li>* 上記設計された建物を応答スペクトル法および時刻歴応答解析法を用いて照査</li> </ul>
免震支承の地震時の力学的特性の評価法	<ul style="list-style-type: none"> <li>* 試験が実施できる装置を有する機関が限られているものの、免震支承の設計用荷重変形特性把握試験および荷重変形特性の安定性試験を行うよう規定</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>* <b>Prototype test</b> 荷重変形特性の安定性試験、支承の載荷速度依存性等に関する試験</li> <li>* <b>Determination of Force-deflection test</b> 免震支承の設計用荷重変形特性把握試験</li> </ul>
免震設計に関する配慮	<ul style="list-style-type: none"> <li>* 地震危険度の高い地域</li> <li>* 下部構造の剛性が大きい橋梁</li> <li>* 地震時の橋梁下部構造は弾性状態にあるよう設計</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>* 免震支承より下部の構造物は弾性設計</li> </ul>

注：  $V_S$  : 建物に作用するせん断力、 $K_{D\max}$  : 免震支承の最大剛性、 $D_D$  : 免震支承の設計変位、 $R_I$  : 荷重低減係数、 $C_{VD}$  : 設計速度、 $B_D$  : 減衰定数別補正係数、 $T_D$  : 免震支承の等価周期、

## 1. 3 研究の課題と本論文の構成

本論文は、激震動下における免震橋梁の地震時挙動として、特に免震支承と橋脚とに塑性化が生じる場合における、免震橋梁の地震時挙動の解明、簡易な地震時応答特性の評価法の検討、及び免震橋梁の信頼性に基づく性能評価を行い、性能に基づいた合理的な免震橋梁構造の設計法の構築に関する研究を取りまとめたものである。

本論文は以下に示す全5章から構成されている。各章の構成、関連性、および概要を図-1.3.1に示す。

第1章では、構造物の免震設計法を整理し、現状の免震設計法の概観した上で、激震動下において免震支承と橋脚とに塑性化が生じる場合の免震橋梁の信頼性評価と限界状態設計法の確立の必要性を明らかにした上で、本研究の目的・意義と構成およびその概要を示す。

第2章では、激震動下において免震支承と橋脚とに塑性化が生じる場合における免震橋梁の地震

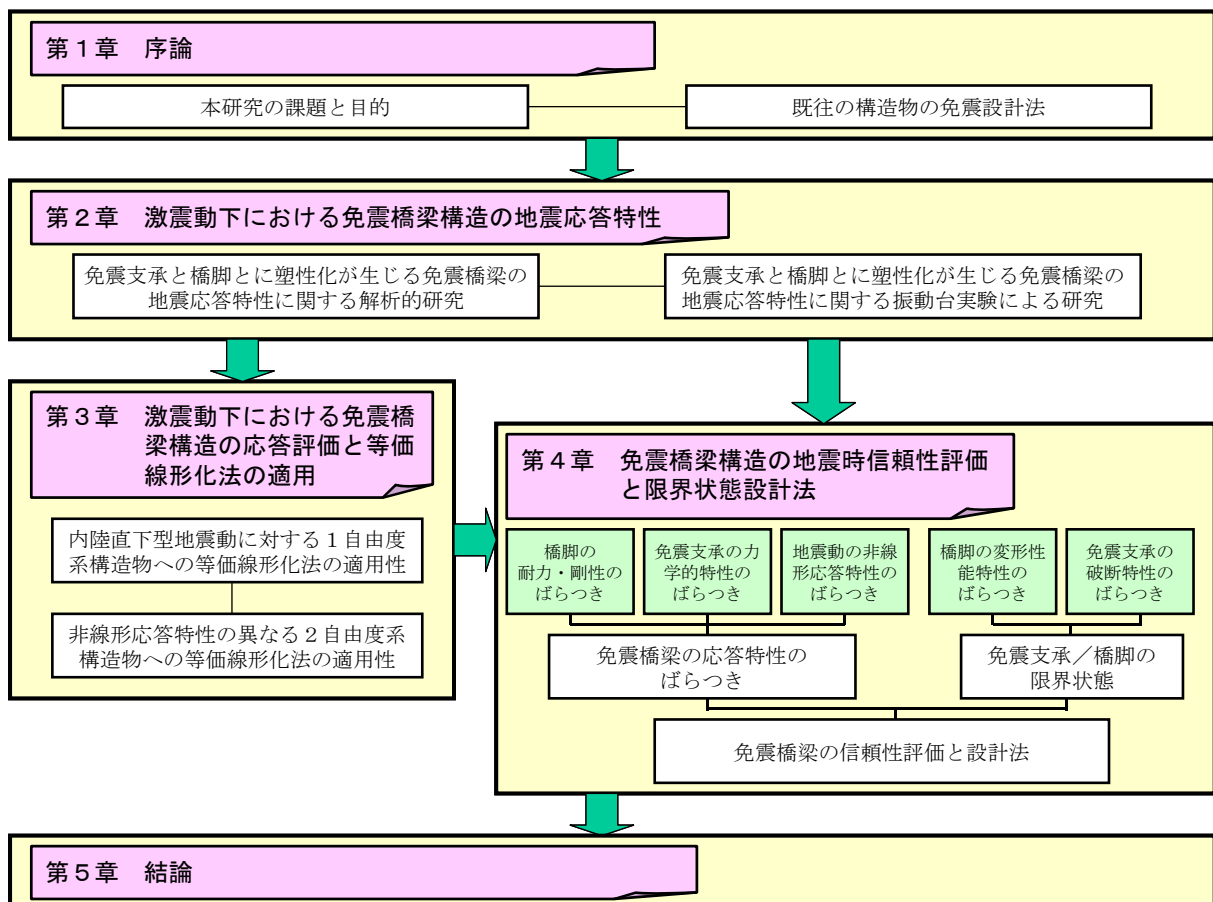


図-1.3.1 本論文の構成と概要

時挙動について検討を行う。既往の免震橋梁の設計基準は、構造系の長周期化や高減衰化が免震支承で限定され確実に行われることを期待するため、橋脚を弾性状態にあるよう設計を行うよう規定されている。橋梁の複数箇所での塑性化が生じる場合は、橋脚の剛性が小さくなり免震支承の剛性と近似することから、橋梁全体系として複雑な挙動を示すことが想定される。そこで、本研究では、免震支承と橋脚とに塑性化が生じる場合における免震橋梁の地震時挙動特性を、数値計算的手法および振動台を用いた実験的手法により検証する。

第3章では、激震動下において免震支承や橋脚といった橋梁の複数箇所での塑性化が生じる場合における地震応答特性の簡易的評価法について検討を行う。地震の影響に対する構造物の設計に対して、変形性能を期待した設計を行う場合は、力ではなく直接的に変形で性能を照査することが合理的である。このことから、近年変位に基づいた設計法として等価線形化法がアメリカにおいて注目されている。本研究では、特に兵庫県南部地震のように強度が強く繰返し回数が少ない内陸直下型特有の地震動を受ける免震橋梁の非線形地震応答評価に対する等価線形化法による地震応答推定の適用性について検討を行う。

第4章では、激震動下における免震橋梁の性能評価として、橋脚や免震支承の剛性・耐力のばらつき、さらに地震動のばらつきが免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響について、信頼性工学を用いて検討を行う。まず、現行設計基準に基づく非免震構造の鉄筋コンクリート単柱橋脚の信頼性評価を行い、さらに、免震支承と橋脚といった橋梁の複数箇所での塑性化が生じる免震橋梁の地震時挙動に着目し、モンテカルロシミュレーション手法を用いた時刻歴応答解析により、部材の動的特性のばらつき、免震支承のハードニング特性、および地震動の不確定性を考慮した上で、免震橋梁の地震時信頼性を評価し、合理的な設計法について考察する。

第5章では、本論文により得られた結論および知見をまとめるとともに、今後の研究の課題について整理する。

## 【第1章の参考文献】

- 1) R. I. Skinner, W. H. Robinson, and G. H. McVerry: “An Introduction to Seismic Isolation”, John Wiley & Sons Ltd., 1992.6
- 2) 松尾芳郎、大石昭雄、原広司、山下幹夫:「宮川橋の設計と施工」、橋梁と基礎、91-2、1991.2
- 3) 長沼敏彦、中本覚、佐原毅:「鋼桁連結によるジョイントレス工法」、阪神高速道路公団技法第12号、1995.3
- 4) 家村浩和:「橋梁の被害と復旧・補強」、安全工学、Vol.34、No.6、1995
- 5) H. Iemura: Extremely High Damage Potential of Near Field Earthquake Ground Motion, Proceedings of the Japan academy, Vol.71 Ser. B, 1995
- 6) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会:「兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書」、1995.12
- 7) 家村浩和:「極限地震動に対する要求性能と設計法のあり方ー耐震設計から先端技術を応用した免震・制振設計へー」、土木学会論文集 No.623/VI-43, 1-8, 1999.8
- 8) 家村浩和:「50cm・15%論」、日本免震構造協会誌 No.26、1999.11
- 9) H. Iemura, Y. Adachi, S. Okasiro & T. Mizutani: Application of Structural Control Technologies to Seismic Retrofit of a Cable-Stayed Bridge, IABSE Conference -Cable Supported Bridges-, Seoul, 2001.6
- 10) 建設省道路局:「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」、1995.2
- 11) 家村浩和、五十嵐晃、陳友真、中島裕之:「曲げ・変動軸力載荷条件下における免震支承の復元力特性」、第1回免震・制振コロキウム論文集、1996.11
- 12) 日本道路橋会:「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」、1996.12
- 13) ISO 2394: “General Principles on reliability for structures”, 1998.6
- 14) (財)国土開発技術研究センター:「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)ー(免震装置を有する道路橋の耐震設計研究報告書)ー」、1989.3
- 15) 建設省土木研究所:「道路橋の免震設計法マニュアル」、1992.10
- 16) 鉄道総合技術研究所:「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編」、1999.10
- 17) 日本建築学会:「免震構造設計指針」、1993.12
- 18) R. L. Mayes, I. G. Buckle, T. E. Kelly, and L. R. Jones: “AASHTO Seismic Isolation Design Requirements for Highway Bridges”, Journal of Structural Engineering, Vol.118 No. 1, ASCE, 1991.1
- 19) Hammid Gasemi: ”The Newly Developed AASHTO Guide Specifications For Seismic Isolation Design”, The proceedings of the 14th UJNR bridge engineering workshop, Tsukuba, 1999.11
- 20) AASHTO: “Guide Specifications for Seismic Isolation Design”, 1999
- 21) CEN: “Eurocode-8 –Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures”, 1994.10
- 22) Ministry of Works and Development of New Zealand: “Design of Lead-Rubber Bridge Bearings”, CDP 818/A, 1983
- 23) ICBO: “Uniform Building Code 97”, 1997

## 第2章 激震動下における免震橋梁構造の地震応答特性

---

### 2. 1 概要

免震支承は、そのエネルギー吸収機能による減衰効果と剛性低下による長周期化の効果によって、橋梁全体系システムに作用する地震力を低減させる機能を有する。この地震力低減機能に着目し、兵庫県南部地震以降、多くの橋梁に免震支承が用いられはじめた。免震支承を有する橋梁の設計法は、免震設計法マニュアル<sup>1)</sup>や道路橋示方書<sup>2)</sup>にその基本的考え方が示されているように、免震支承による高減衰化および長周期化が確実に生じることを期待するため、地震時に橋脚に塑性化が進行する状態に至らないよう設計を行うことが望ましいとされている。AASHTO<sup>3)</sup>に代表される海外の基準においても同様に、橋脚がほぼ弾性挙動することを期待した設計法が構築されている。

免震橋梁の地震時挙動として橋脚に塑性変形を期待しない理由としては、免震橋梁は免震支承によって長周期化の効果と高減衰化の効果を期待するということがあげられる。逆説的に言えば、橋脚の塑性変形により橋脚の剛性が低下した場合、免震橋梁の地震時挙動が複雑になることが懸念され、また免震支承による高減衰化の効果が低減することなどが懸念される。また、橋脚の2次剛性は一般には免震支承の2次剛性よりも小さい。このことは、免震橋梁として橋脚が塑性化した場合は、力の釣合いの関係から橋脚に塑性化が集中する恐れも考えられる。したがって、このような橋梁システムの地震応答についてその特性を把握し地震応答評価法を検討しておくことが重要であると考えられる。

本章では、こうした背景から、免震橋梁として免震支承と橋脚と複数箇所での塑性化する場合における地震時挙動特性に着目し、解析的および実験的にその特性に関する研究を行ったものである。まず、主に兵庫県南部地震以降行われているL2地震動下における免震橋梁の地震応答特性に関する研究を整理する。そして、広範囲なパラメータ設定による2自由度系の時刻歴応答解析結果に基づき、免震支承と橋脚と複数箇所での塑性化する免震橋梁の地震応答特性を整理する。また、全体系塑性率や全体系減衰定数の概念を用いた等価線形化法やエネルギー一定則により簡易的な応答評価法を提案し、それを用いて免震支承と橋脚に塑性化が生じる免震橋梁の地震応答特性について明らかにする。さらに、振動台を用いた加振実験により実験的にも地震応答特性を検証する。



## 2. 2 既往の研究

免震支承および橋脚の両者に塑性化が進行する免震橋梁の地震時挙動を解明するため多くの解析的研究や実験的研究が行われている。

林ら<sup>4)</sup>は、免震支承と橋脚とで塑性化が生じる場合における地震時応答特性を時刻歴応答解析を用いて検討し、その応答推定方法としてエネルギー一定則等複数の評価手法を比較検討して各々の有効性について論じている。高橋ら<sup>5)</sup>は、免震橋梁の大規模地震に対する設計に用いる等価設計水平震度設定に関して、橋脚および免震支承の両方で消費されるエネルギーを考慮したエネルギー一定則を提案している。謝ら<sup>6)</sup>も、同様な免震橋梁の地震時応答特性の評価法を提案している。より包括的に応答特性そのものを把握する研究としては、庄司ら<sup>7)</sup>が橋梁の免震設計に用いる支承の降伏強度および等価周期の設定法について検討を行っており、有効塑性変形を考慮した橋脚および免震支承の等価剛性を用いることによって、免震橋梁の挙動特性をよく表現できることを示している。川島ら<sup>8)</sup>は、ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する道路橋に対して、橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いに着目し、全体系塑性率を用いた非線形応答評価法がより精度のよい応答推定が行えることを示した。山本ら<sup>9)</sup>は、ゴム支承を用いた地震時水平力分散橋梁に設計に用いる非線形応答変位スペクトルを提案している。

免震支承および橋脚の両者に塑性化が進行する免震橋梁の地震時挙動を解明するために行われた実験的研究は事例が少ない。家村ら<sup>10)</sup>、<sup>11)</sup>、<sup>12)</sup>は免震橋梁に対してサブストラクチャー・ハイブリッド地震応答実験を行い、鉄筋コンクリート橋脚が弾性応答および非線形応答する場合の免震効果について研究を行っている。宇佐美ら<sup>13)</sup>は、鋼製橋脚といった比較的柔構造物が免震支承を有する場合の地震応答特性を、サブストラクチャー・ハイブリッド実験により研究を行っている。

また、実際の免震橋梁の地震時挙動については、兵庫県南部地震時に観測された松の浜高架橋の地震記録<sup>14)</sup>等限定的な記録<sup>15)</sup>、<sup>16)</sup>、<sup>17)</sup>が報告されているのみである。これらの強震記録はいずれも橋脚が弾性状態にあり、さらに免震支承の応答ひずみも比較的小さい。したがって、大規模地震が直撃した場合の免震橋梁の地震応答特性を把握できる実記録は得られていないのが現状である。

このように、免震支承および橋脚の両者に大きく塑性化が進行する場合の地震応答特性に関する研究事例は主に動的解析を中心とした研究事例が主体となっているが、研究が盛んになったのが兵庫県南部地震以降であり、橋梁全体系の中の複数箇所塑性化が生じる場合の地震時挙動およびその特性について十分に明らかにされていると言い難い。さらに、実験的に橋梁全体系の中の複数箇所塑性化が生じる場合の挙動を再現した事例は少なく、さらに振動台実験手法を用いて研究された事例はない。したがって、本章では免震橋梁の地震時挙動として、免震支承と橋脚といった複数箇所塑性化が生じる場合における地震時挙動特性を、数値解析を主体とした解析と、振動台実験により明らかにするものである。

## 2. 3 免震支承と橋脚とに塑性化が生じる免震橋梁の地震応答特性

### 2. 3. 1 緒言

免震支承を有する道路橋において免震支承と橋脚の両者に塑性化を期待する場合は、免震支承の剛性のみならず橋脚が非線形応答することから両者の剛性比が時々刻々と変化する。そのため橋脚と支承との非線形挙動による両者の相互作用や、および橋脚と支承の剛性が変化することによる全体系の減衰特性が時々刻々と変化する。したがって、支承を固定とする上部構造と橋脚構造とから構成される橋梁と異なり、免震支承を有する道路橋の地震応答特性は複雑なものとなる。ここでは、免震支承と橋脚の両者に塑性化が生じる場合の地震時挙動を明らかにするため、免震橋梁を非線形 2 自由度系システムに簡略化し、非線形動的解析によって地震時挙動特性を検討した。

### 2. 3. 2 解析モデルおよび解析条件

図-2.3.1 に時刻歴応答解析に用いた解析モデルの概念図を示す。道路橋のモデル化にあたっては、一般的な道路橋を想定し、上部構造重量 ( $W_u$ ) と橋脚重量の 50% ( $W_p$ ) を橋脚はり位置に与えた。上部構造とはり部橋脚重量は都市構造道路高架橋の一般的な重量比 0.2 として与えた。免震支承の復元力特性はバイリニアモデルとし、1 次剛性 ( $K_{b1}$ ) および 2 次剛性 ( $K_{b2}$ ) の比は、鉛プラグ入り積層ゴム支承を想定して 1/6.5 とした<sup>1)</sup>。橋脚の復元力特性は鉄筋コンクリート橋脚を想定し武藤モデルを用いたが、解析を単純化するためにひびわれは無視しバイリニア型とし、1 次剛性 ( $K_{p1}$ ) には降伏剛性を用い、2 次剛性 ( $K_{p2}$ ) はゼロとした。粘性減衰としては、免震支承に 0 %、鉄筋コンクリート橋脚に 2 %を与えた。なお、本モデルでは減衰定数は支承の降伏耐力によって変化させることとした。

免震支承および鉄筋コンクリート橋脚の特性値として、両者の周期および耐力をパラメトリックに変化させた。鉄筋コンクリート橋脚の周期パラメータとして、支承条件が固定状態の降伏固有周期( $T_p$ )を 0.2 から 2.0 秒まで変化させた。さらに橋脚の降伏耐力パラメータ( $P_{py}$ )として、全重量( $W=W_u+W_p$ )の 20%, 40%, 60%を与えた。さらに支承の 1 次固有周期( $T_{b1}$ )として、支承の 1 次剛性から算出される固有周期を 0.2 から 2.0 秒まで変化させて解析を実施した。なお、支承固定時の橋脚の固有周期 ( $T_p$ )、および免震支承の 1 次固有周期 ( $T_{b1}$ ) は以下のように定義した。

$$T_p = 2\pi \sqrt{\frac{W_u + W_p}{g \cdot K_{p1}}} \quad (2.3.1)$$

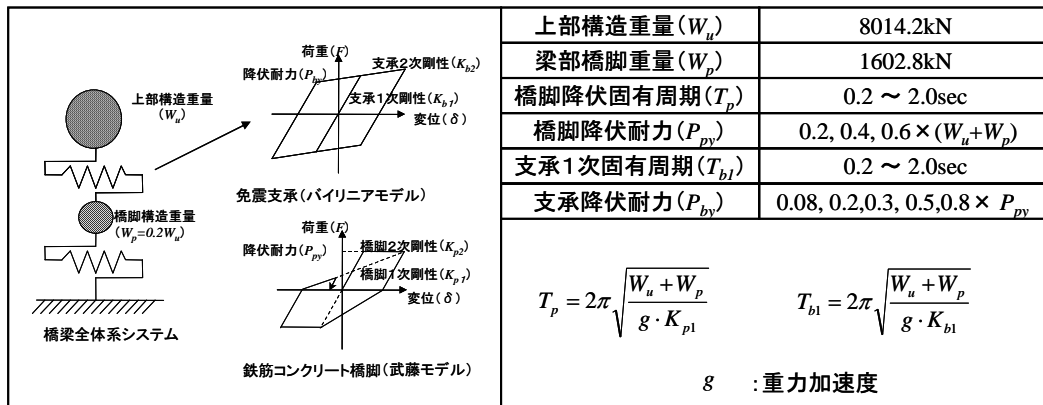


図-2.3.1 解析モデル

$$T_{bl} = 2\pi \sqrt{\frac{W_u}{g \cdot K_{b1}}} \quad (2.3.2)$$

ここに、 $T_p$ ：支承固定時の橋脚降伏固有周期、 $W_u$ ：上部構造重量、 $W_p$ ：橋脚梁部重量、 $K_{p1}$ ：橋脚降伏剛性、 $g$ ：重力加速度、 $T_{bl}$ ：免震支承の1次固有周期、 $K_{b1}$ ：支承の1次剛性である。

なお、免震支承の等価固有周期および等価剛性の算出においては、橋脚はり部に配置した橋脚重量を考慮しすなわちモード形状をできるだけ忠実に再現できるよう配慮した。ここでは、橋梁システム全体の振動モードとして1次モードを仮定し、上部構造の質点と橋脚梁部の質点に同一の加速度が作用した場合で、かつ橋脚が降伏する場合の支承の等価剛性を用いて算出した。等価固有周期および等価剛性の算出方法を以下に示す。なお、図-2.3.2に免震支承の等価剛性 ( $K_{beq}$ ) を図解して説明する。

$$T_{beq} = 2\pi \sqrt{\frac{W_u}{g \cdot K_{beq}}} \quad (2.3.3)$$

$$K_{beq} = \frac{K_{b2} \cdot P_{py} \cdot \left[ \frac{W_u}{W_u + W_p} \right]}{P_{py} \cdot \left[ \frac{W_u}{W_u + W_p} \right] + P_{by} \cdot \left[ \frac{K_{b2} - K_{b1}}{K_{b1}} \right]} \quad (2.3.4)$$

ここに、 $T_{beq}$ ：免震支承の等価固有周期、 $K_{beq}$ ：免震支承の等価剛性、 $P_{py}$ ：橋脚降伏耐力、 $P_{by}$ ：免震支承の降伏耐力、 $K_{b2}$ ：免震支承の2次剛性である。

免震支承の降伏耐力パラメータ ( $P_{by}$ ) としては、橋脚の降伏耐力の 8%, 20%, 30%, 50%, 80% を与えた。これは免震支承の最大変形量時において、等価減衰定数として約 4%, 12%, 18%, 26%, 11% に相当する。入力地震動は図-2.3.3 に示す道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定される標準加速度応答スペク

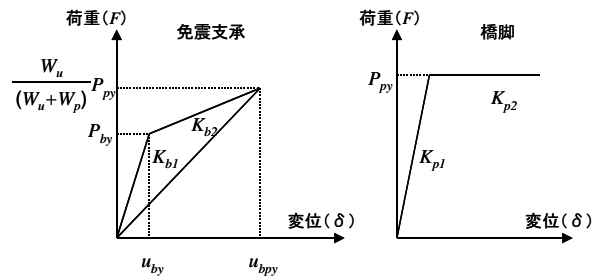


図-2.3.2 免震支承の等価剛性の設定法

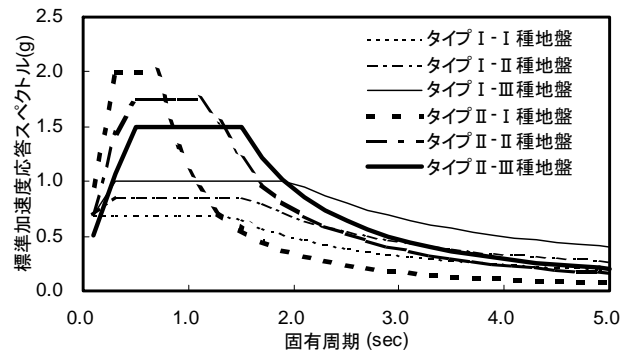


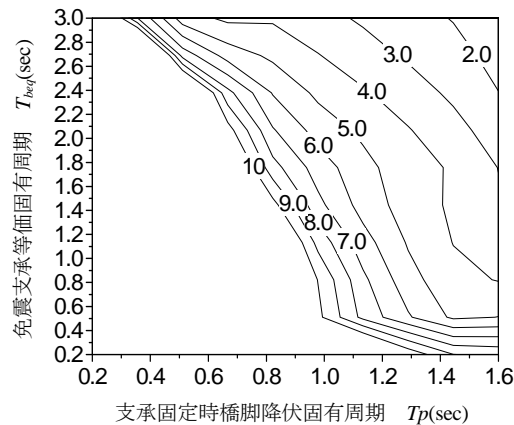
図-2.3.3 標準加速度応答スペクトル（タイプ I, II）

トルに適合するよう周波数領域にて振幅調整を行った人工波（以下「調整波」と略す。）を使用した。プレート境界型の大規模な地震であるタイプ I 地震動（プレート境界型）で9波形（各地盤種別 I、II、III 種毎に3波形）、兵庫県南部地震のような内陸直下型地震であるタイプ II 地震動（内陸型直下型）で同じく9波形を用いて解析し、各地震動タイプおよび地盤種別毎各3波形の単純平均値を解析結果とした。解析は、非線形時刻歴応答解析法を用い、応答計算における積分法は Newmark の  $\beta$  法( $\beta=1/4$ )を用いた。積分時間間隔は 1/10,000 秒とした。

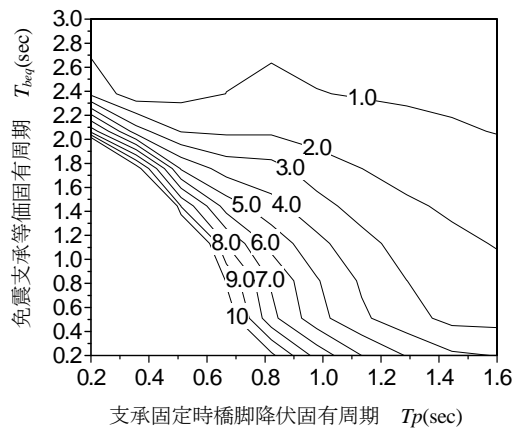
### 2. 3. 3 免震支承を有する道路橋の地震応答特性

図-2.3.4 は、免震支承および鉄筋コンクリート橋脚の周期の関係が、鉄筋コンクリート橋脚の平均応答塑性率に及ぼす影響について示している。なおここでは、橋脚降伏耐力ー上部構造重量比 ( $P_{py}/W$ ) 毎に整理した。ここで平均応答塑性率とは、調整波を用いた非線形時刻歴応答解析結果を地震動タイプ種別および地盤種別毎に3波の単純平均した結果である。なお、計算結果は II 種地盤における兵庫県南部地震のような内陸直下型地震であるタイプ II 地震における調整波3波を入力した場合の結果を示している。免震支承の降伏耐力と橋脚の降伏耐力の比については、最も一般的な 0.3 ( $P_{by}/P_{py}=0.3$ ) における結果を示す。

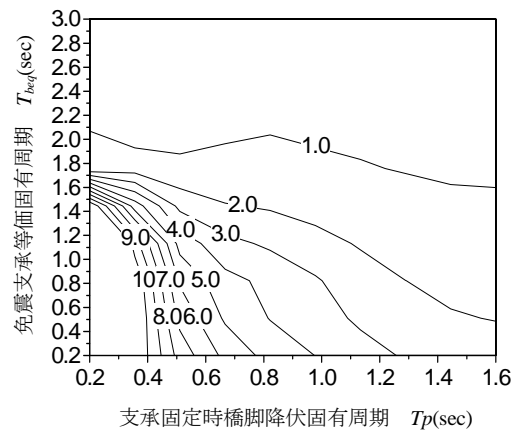
鉄筋コンクリート橋脚の降伏耐力による橋脚の応答塑性率の違いに着目した場合、鉄筋コンクリート橋脚の降伏耐力と全重量との比が0.2の場合は、免震化を行っても橋脚の応答塑性率は大きく、免震化による効果が小さいことがわかる。これは、橋脚耐力が想定する地震力に対してあまりにも小さいためである。一方、橋脚降伏耐力と全構造重量比が 0.6 と比較的耐力が大きい場合は、上部



(a)  $P_{py}/W=0.2$  の場合



(b)  $P_{py}/W=0.4$  の場合

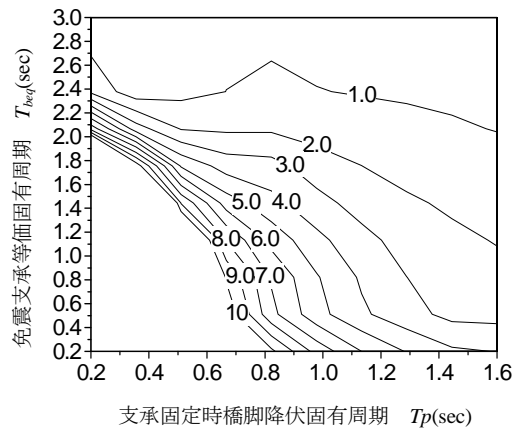


(c)  $P_{py}/W=0.6$  の場合

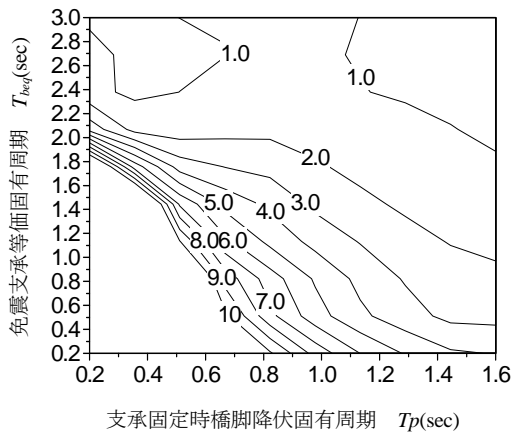
図-2.3.4 橋脚降伏耐力-上部構造重量比 ( $P_{py}/W$ ) と鉄筋コンクリート橋脚の応答塑性率の関係  
(タイプⅡ、Ⅱ種地盤、免震支承-橋脚降伏耐力比  $P_{by}/P_{py}=0.3$  の場合)

構造固定時の降伏固有周期が短い場合を除いて、応答塑性率は小さい。また橋脚の降伏耐力の大小にかかわらず、上部構造固定時の鉄筋コンクリート橋脚の降伏固有周期が小さくなるにしたがい、また免震支承の等価固有周期が小さくなるにしたがい、鉄筋コンクリート橋脚の応答塑性率が大きくなる傾向にある。橋脚降伏耐力と全構造重量比が 0.6 の場合に着目した場合、上部構造固定時の鉄筋コンクリート橋脚の降伏固有周期が 0.2 秒の場合は、等価固有周期が 1.2 秒以上の支承を用いなければ橋脚の塑性率が 10 以下にならないのに対し、上部構造固定時の鉄筋コンクリート橋脚の固有周期が 0.6 秒の場合は等価固有周期が 0.2 秒と非常に剛性の高い免震支承を用いても応答塑性率は 10 以下となっている。

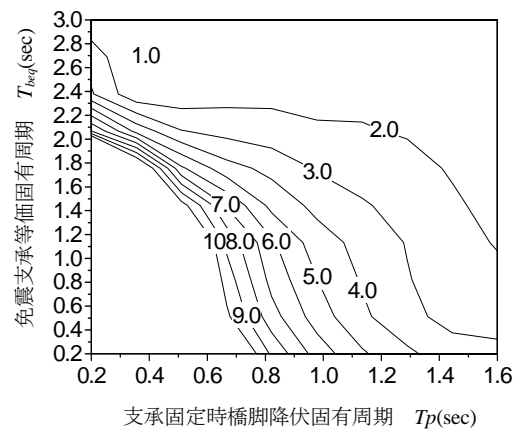
つまり、上部構造固定時の橋脚の固有周期に対して同じ塑性率を橋脚に期待するためには、橋脚の固有周期に比例して免震支承の等価固有周期を設定するのではなく、橋脚の固有周期が大きくな



(a)  $P_{py}/W=0.4, P_{by}/P_{py}=0.2$  の場合



(b)  $P_{py}/W=0.4, P_{by}/P_{py}=0.5$  の場合

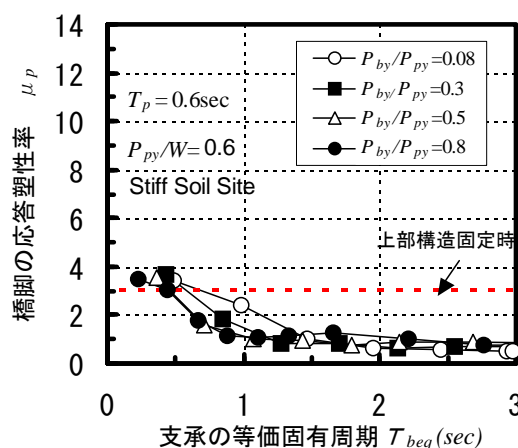


(c)  $P_{py}/W=0.4, P_{by}/P_{py}=0.8$  の場合

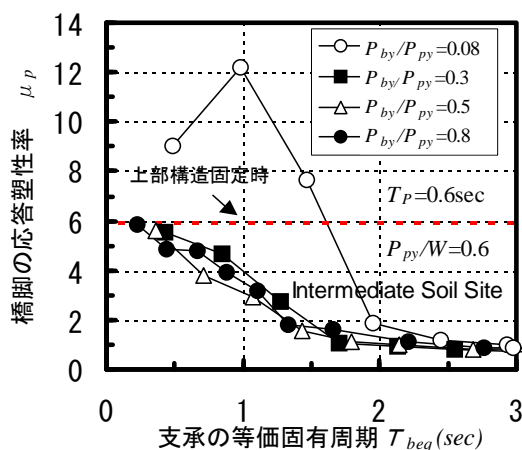
図-2.3.5 免震支承—橋脚降伏耐力比 ( $P_{by}/P_{py}$ ) と鉄筋コンクリート橋脚の応答塑性率の関係  
(タイプⅡ、Ⅱ種地盤、橋脚降伏耐力—上部構造重量比  $P_{py}/W=0.4$  の場合)

るにつれて同じ塑性率となるために要求される免震支承の等価固有周期は小さくなることがわかる。すなわち、橋梁全体系の固有周期が入力に用いた地震波の弾性応答スペクトルが右肩下がりになる領域になるために必要な免震支承の等価周期が小さくなるためである。したがって、免震橋梁において橋脚の応答塑性率を小さく抑えるためには、橋梁全体系の固有周期が弾性応答スペクトルが右肩下がりになる領域になるよう免震支承の等価周期を設定するのが有効であることがわかる。このように、免震橋梁における免震効果は単純な橋脚と免震支承の固有周期比から規定されるものではなく、地震動の固有周期特性との関係から整理しなければならないことがわかる。このことは他の地盤種別およびタイプⅠ地震動を用いた場合においても同様の傾向がみられることを別途確認している。

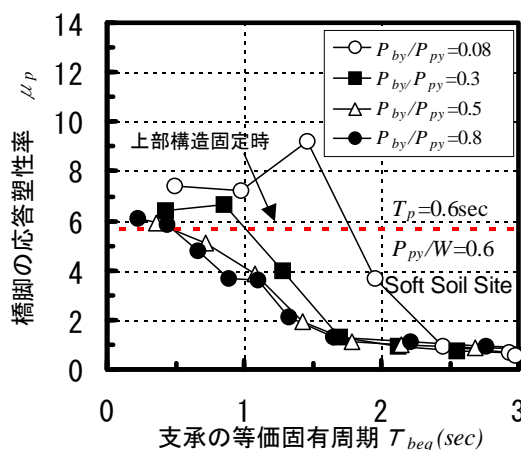
図-2.3.5 は、免震支承—橋脚降伏耐力比 ( $P_{by}/P_{py}$ ) すなわち等価減衰定数が橋脚の応答塑性率に及



(a) I 種地盤



(b) II 種地盤

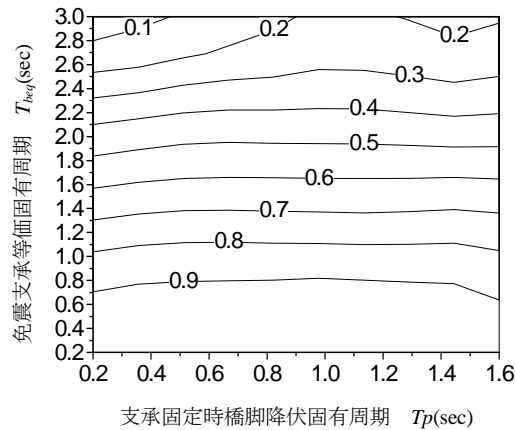


(c) III 種地盤

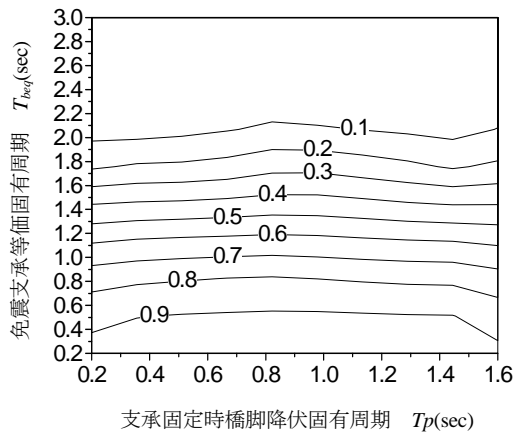
図-2.3.6 免震支承－橋脚降伏耐力比 ( $P_{by}/P_{py}$ ) と鉄筋コンクリート橋脚の応答塑性率の関係  
(各地盤種別毎、タイプII地震動、橋脚降伏耐力－上部構造重量比 ( $P_{py}/W$ ) = 0.6、  
支承部固定時橋脚周期 ( $T_{py}$  = 0.6sec))

ばす影響を示したものである。免震支承－橋脚降伏耐力比が 0.2 および 0.5 のケースを比較すれば、免震支承－橋脚降伏耐力比の増加すなわち免震支承の等価減衰定数の増加によって若干ながら応答塑性率が小さくなる傾向にある。さらに免震支承－橋脚降伏耐力比が 0.8 の場合では、等価減衰定数が逆に減少するため応答塑性率は大きくなる傾向を示す。総じて、橋脚降伏耐力－上部構造重量比による応答塑性率の変化と比較して、免震支承－橋脚降伏耐力比による変化は小さい。これは、橋梁全体系の減衰がある程度大きくなると減衰による応答低減効果が頭打ちになる傾向にあるためであると考えられる。

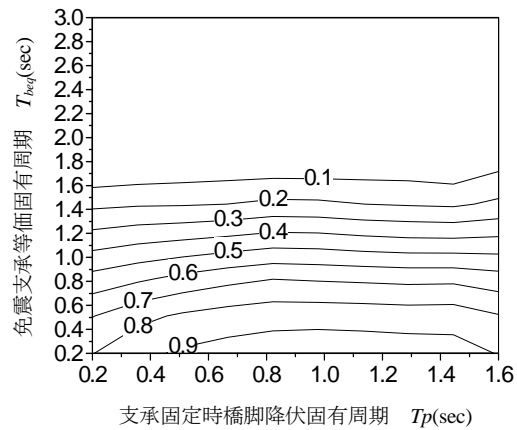
図-2.3.6 は、免震支承－橋脚降伏耐力比すなわち免震支承の等価減衰定数の変化が、橋脚の応答塑性率に及ぼす影響を示したものである。ここでは、免震支承－橋脚降伏耐力比 ( $P_{by}/P_{py}$ ) を 0.08、



(a)  $P_{py}/W=0.2$



(b)  $P_{py}/W=0.4$



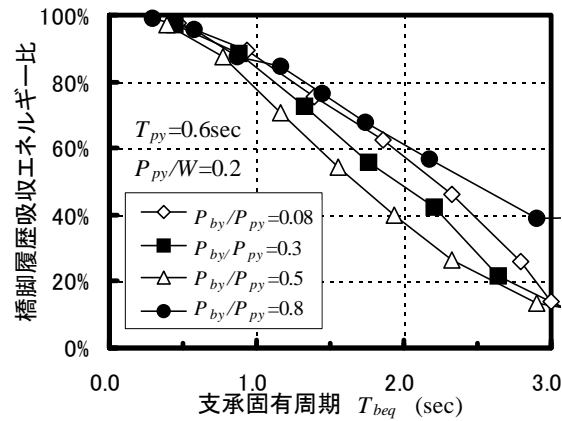
(c)  $P_{py}/W=0.6$

図-2.3.7 橋脚降伏耐力－上部構造重量比 ( $P_{py}/W$ ) と橋脚の履歴吸収エネルギーと橋梁全体系の履歴吸収エネルギーの比との関係

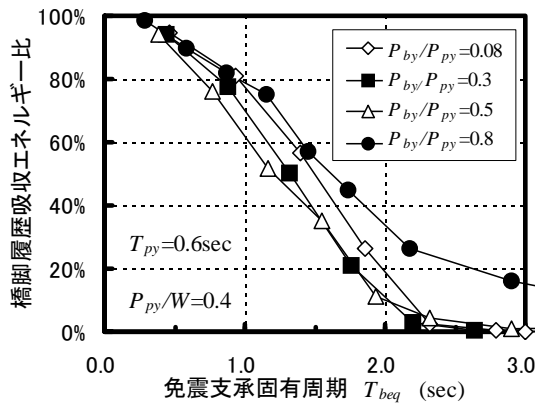
(タイプⅡ、Ⅱ種地盤タイプⅡ、Ⅱ種地盤、免震支承－橋脚降伏耐力比  $P_{by}/P_{py}=0.3$  の場合)

0.3、0.5、0.8、支承部固定時の橋梁の固有周期 ( $T_{py}$ ) が 0.6 秒、橋脚降伏耐力－上部構造重量比 ( $P_{py}/W$ ) が 0.6 の場合を示す。Ⅰ種地盤の場合、免震支承の等価固有周期 ( $T_{bpy}$ ) が 0.5 秒以下といった比較的剛性の高い支承とした場合、いずれの免震支承－橋脚降伏耐力比すなわち支承の等価減衰定数を変化させた場合であっても、非免震時すなわち上部構造固定時の橋脚の応答塑性率よりも上回るということがわかる。すなわち免震支承を使用することによって橋脚の応答塑性率を増大させる場合がある。Ⅱ種地盤およびⅢ種地盤でも同様な傾向が見られる。地盤種別がⅠ種地盤からⅢ種地盤になるにつれ、等価固有周期の大きい支承を用いても橋脚の応答塑性率が上部構造固定時よりも大きくなる傾向にある。地震時水平力分散構造用ゴム支承を想定した免震支承－橋脚降伏耐力比が 0.08 の場合に顕著に橋脚の応答塑性率が増大する。特に、Ⅲ種地盤では等価固有周期が 1.0 秒で免震支承－橋脚降伏耐力比が 0.3 の免震支承を用いた場合でも、橋脚の応答塑性率が顕著に大きくなる傾向にある。

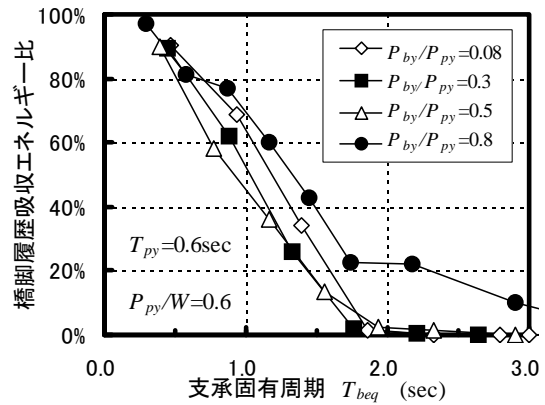




(a)  $P_{py}/W=0.2$



(b)  $P_{py}/W=0.4$



(c)  $P_{py}/W=0.6$

図-2.3.8 免震支承一橋脚降伏耐力比 ( $P_{by}/P_{py}$ ) と橋脚の履歴吸収エネルギーと橋梁全体系の履歴吸収エネルギーの比との関係  
(タイプⅡ、Ⅱ種地盤、橋脚降伏耐力一上部構造重量比  $P_{py}/W=0.6$  の場合)

図-2.3.7 は、鉄筋コンクリート橋脚の累積吸収エネルギー( $E_p$ )を鉄筋コンクリート橋脚の累積吸収エネルギーと免震支承の累積吸収エネルギー( $E_b$ )との和で除した鉄筋コンクリート橋脚の累積吸収エネルギー比 ( $E_p/(E_p+E_b)$ ) と、免震支承および鉄筋コンクリート橋脚の周期特性および橋脚降伏耐力一上部構造重量比との関係を示したものである。図中にはタイプⅡ地震動Ⅱ種地盤に用いる調整波3波の時刻歴応答解析結果の平均値を示す。図-2.3.4 では、橋脚の降伏耐力および支承部固定時の免震橋梁の固有周期により、同じ等価固有周期の免震支承を用いた場合であっても橋脚の応答塑性率が大きく変化することを示した。しかしながら、橋脚に吸収される累積吸収エネルギーと橋梁全体で吸収される履歴吸収エネルギーとの比をみた場合、支承部固定時の橋脚の降伏固有周期にほぼ依存せず免震支承の等価固有周期によってのみ履歴吸収エネルギー比が変化することがわかる。さらに、支承の等価周期が長くなるにつれて鉄筋コンクリート橋脚へのエネルギー配分が小さくなる傾向にある。この低減傾向は橋脚の降伏耐力比によってわずかながら影響を受ける。橋脚の降伏

耐力が大きくなるにつれ、橋脚でのエネルギー吸収が小さくなっている。

図-2.3.8 は、上部構造固定時の橋梁の固有周期  $T_p=0.6$  秒の場合に着目して、図-2.3.7 を整理し直したものである。橋脚の降伏耐力比が大きくなるにつれ、橋脚の応答塑性率が小さくなるため橋脚で吸収されるエネルギー比が減少するものと考えられる。 $P_y/W=0.6$  に着目した場合、橋脚で吸収されるエネルギー量を 50%以下にするためには、支承の降伏耐力比によって値は異なるものの概ね支承の等価固有周期を  $T_{beq}=1.0\sim 1.5$  秒とすることが必要である。このことは、橋脚で吸収されるエネルギー量を低減させるためには、系の長周期化を行わなければならないことを示している。

以上の検討結果を総括すれば次のようになる。橋脚が弾性応答挙動する場合は、免震支承は常に橋脚に生じる免震支承の長周期化効果および高減衰化効果により低減させる機能を有する。しかしながら、橋脚が塑性化する場合は、免震支承の等価固有周期によっては、橋脚の応答を増加させる場合があることが明らかとなった。概して、橋脚の固有周期に比較して免震支承の固有周期が短い場合にこのような傾向にある。地盤種別の違いすなわち地震動のスペクトル強度特性によって傾向が異なり、軟弱な地盤ほど免震効果を発揮するのに必要な免震支承の等価固有周期は大きくなる傾向にある。道路橋示方書<sup>2)</sup>では、免震橋梁の固有周期は非免震橋梁の固有周期の 2 倍程度以上とすると規定されているため、道路橋示方書にしたがって設計された免震橋梁では、橋脚の応答塑性率が非免震橋の応答塑性率に比較して大きくなることはないと考えられるが、橋脚の固有周期が比較的小さい場合や、軟弱な地盤においては、免震橋梁の応答挙動を入念に確認する必要があると考えられる。

## 2. 3. 4 等価非線形 1 自由度系モデルによる免震橋梁の地震応答特性の評価

免震支承を有する橋梁システム全体系の地震時メカニズムを考えた場合、道路橋は上部構造重量が全体の振動重量に占める割合が多いこと、免震支承は橋脚と比較して剛性が小さいことなどから、1 次モード振動が卓越するものと考えられる。したがって、鉄筋コンクリート橋脚が塑性化する場合の免震支承－鉄筋コンクリート橋脚系の地震応答であっても、等価 1 自由度系に縮約した振動モデルでも追跡可能であると考えられる。そこで、免震支承と橋脚に塑性化が進行する免震橋梁の地震応答について、非線形 2 自由度系モデルを用いた非線形動的解析解と、非線形等価 1 自由度モデルを用いた非線形動的解析解を比較することによって、非線形等価 1 自由度系による応答評価法の適用性について検討を行った。

ここで、非線形等価 1 自由度系モデルの作成にあたっては次に示す全体系塑性率と全体系減衰定数の取り扱いに十分配慮したモデル化を行った。

### (1) 全体系塑性率（全体系塑性率）

上部構造の支持条件が固定の場合は、橋梁全体系の塑性率は橋脚の塑性率に等しい。従って、橋

脚の許容塑性率により算出される荷重低減係数を用いて必要降伏耐力を算定することが可能である。一方、免震支承を有する橋梁システムの場合、橋梁システム全体系の塑性率は橋脚の部材系の塑性率とは異なることに注意しなければならない。橋梁システム全体系の降伏状態を決定づけることは困難であるが、本研究では橋梁全体系の降伏状態は橋脚の降伏状態によって定義できると考えた。これは、橋脚の2次剛性がほぼゼロに近いことから、橋梁全体系の応答特性はほぼ橋脚の塑性化に支配されると考えたためである。図-2.3.9 に概念図を示す。このようなモデル化を考慮した場合、橋梁全体系のじん性率は式 (2.3.6) のように与えることができる。橋梁全体系の降伏変位は橋脚の降伏変位に免震支承の降伏変位が加算したもの、橋梁全体系の終局変位は橋脚の終局変位に免震支承の降伏変位を加算したものとなる。このことから、橋脚における部材系のじん性率と、橋梁全体系のじん性率とは明らかに異なり、全体系のじん性率は橋脚部材系のじん性率より小さな値を持つことがわかる。橋脚の塑性化による荷重低減効果は、免震支承を橋梁システムの中に取り込むことによってあきらかに小さくなることがわかる。

$$\mu_{pC} = \frac{\delta_{pu}}{\delta_{py}} \quad (2.3.5)$$

$$\mu_{gC} = \frac{\delta_{gu}}{\delta_{gy}} = \frac{\delta_{pu} + \delta_{bpy}}{\delta_{py} + \delta_{bpy}} \quad (2.3.6)$$

ここに、 $\mu_{pC}$ ：橋脚部材系のじん性率、 $\delta_{pu}$ ：橋脚の終局変位、 $\delta_{py}$ ：橋脚の降伏変位、 $\mu_{gC}$ ：橋梁全体系のじん性率、 $\delta_{gu}$ ：全体系の終局変位、 $\delta_{gy}$ ：全体系の降伏変位、 $\delta_{bpy}$ ：橋脚降伏耐力相当の作用力が作用した場合に生じる支承の変位（本節では図-2.3.2 に示す変位を仮定した。）である。

## (2) 全体系減衰定数

免震橋梁においては免震支承の履歴減衰特性を、等価な粘性減衰特性に置き換え、橋梁の減衰付

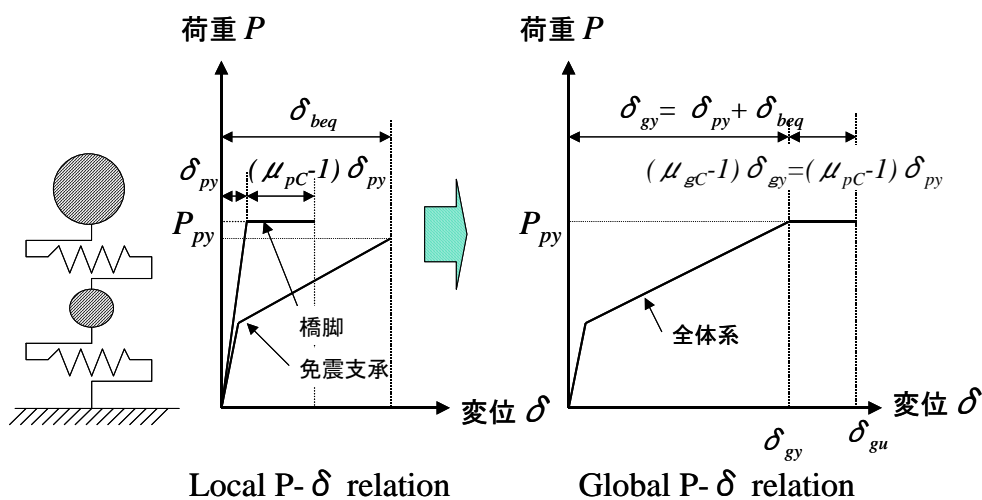


図-2.3.9 橋梁全体系塑性率（Global Ductility）と橋脚系塑性率（Local Ductility）の関係

加効果として取り扱われる場合が多い。橋脚が塑性化しない場合は、支承と橋脚からなる橋梁の全体系の減衰特性は、全体系の減衰特性が単純な剛性比例型減衰で表される場合、次の通りとなる。

$$h_{geq} = \frac{h_{beq} K_{pl} + h_p K_{beq}}{K_{pl} + K_{beq}} \quad (2.3.7)$$

ここに、 $h_{geq}$ ：橋梁全体系の等価減衰定数、 $h_{beq}$ ：橋脚降伏時の支承の等価減衰定数、 $h_p$ ：橋脚の減衰定数、 $K_{pl}$ ：橋脚の降伏剛性、 $K_{beq}$ ：支承の等価固有周期である。

橋脚が塑性化する場合は、式(2.3.7)中の橋脚の降伏剛性に相当する剛性が橋脚の塑性化とともに小さくなる。橋脚が塑性化する場合における全体系の等価減衰定数の設定法は確立されたものはないが、等価線形化法の手法を準用した場合、次式のように橋脚の最大塑性時の変位を用いることによって、全体系の等価減衰定数を評価する方法が考えられる。

$$h_{geq} = \frac{h_{beq} K_{peq} + h_p K_{beq}}{K_{peq} + K_{beq}} \quad (2.3.8)$$

ここに、 $K_{peq}$ ：橋脚の最大応答塑性時の割線剛性である。

明らかに  $K_{peq} \ll K_{pl}$  であることから、式(2.3.8)により橋梁全体系の等価減衰定数が算定できると仮定した場合、免震支承による高減衰化効果は、式(2.3.7)により求められる量よりも小さくなることわかる。このことは、橋脚が塑性化し塑性率が大きくなるに従い、免震支承の減衰付加効果が減少することを意味することがわかる。

このような全体系塑性率と全体系減衰定数を考慮した。非線形等価1自由度系モデルによる地震応答評価への適用性について検討した。非線形2自由度系モデルを等価非線形1自由度系モデルへ

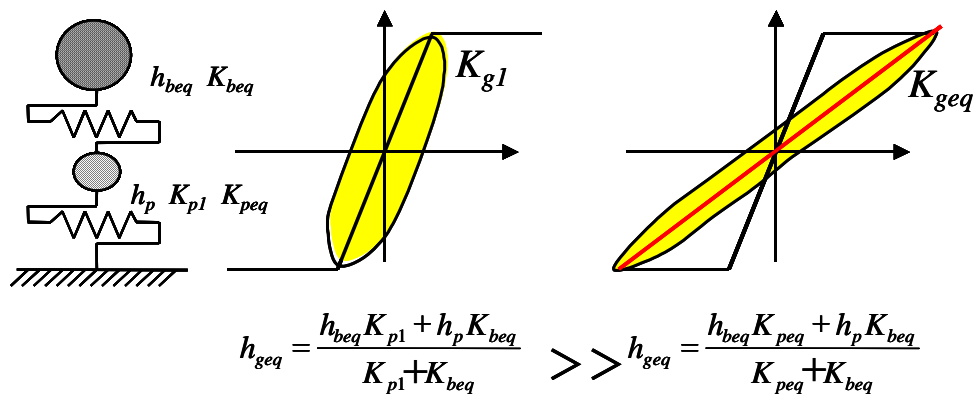


図-2.3.10 免震支承の有する減衰付加効果と橋脚の塑性化の関係

の簡略化については、最終的に破壊に至る塑性部材を鉄筋コンクリート橋脚と仮定し、鉄筋コンクリート橋脚が降伏する時におけるシステム全体系の剛性をシステムの等価全体系降伏剛性として、等価非線形 1 自由度系の降伏固有周期を算出した。なお、等価非線形 1 自由度系の降伏固有周期算定に用いる免震支承の等価剛性については、簡易的に 1 次振動モード形状を考慮する方法として、橋脚と上部構造に同一の加速度が作用すると仮定し、かつ橋脚が降伏する場合における免震支承の変形量に対応する剛性を用いた。橋脚が、全体系の履歴減衰性状を支配すると考え、非線形の復元力特性には鉄筋コンクリート橋脚に用いられる武藤モデルを用いた。等価非線形 1 自由度系モデルの粘性減衰定数については、前述した全体系の粘性減衰が橋脚の塑性化したあとの剛性を用いて剛性比例型減衰算定法により全体系の等価粘性減衰定数を算出した。具体的な算出方法は次のように行った。なお、図-2.3.11 にモデルの概要を示す。

$$T_{gy} = 2\pi \sqrt{\frac{W_u}{g \cdot K_{beq}} + \frac{W}{g \cdot K_{p1}}} \quad (2.3.9)$$

$$h_{geq} = \frac{K_{p1} \cdot h_{beq} + K_{beq} \cdot (W/W_u)^2 \cdot h_p}{K_{p1} + K_{beq} \cdot (W/W_u)^2} \quad (2.3.10)$$

ここに、 $T_{gy}$ ：等価非線形 1 自由度系モデルの降伏固有周期、 $h_{geq}$ ：等価非線形 1 自由度系モデルの粘性減衰定数、 $K_{beq}$ ：式(2.3.11)により求まる免震支承の等価剛性、 $h_{beq}$ ：式(2.3.12)により求まる免震支承の等価減衰定数である。

$$K_{beq} = \frac{K_{b2} \cdot P_{py} \cdot (W_u/W)}{P_{py} \cdot (W_u/W) + P_{by} \cdot (K_{b2} - K_{b1}) / K_{b1}} \quad (2.3.11)$$

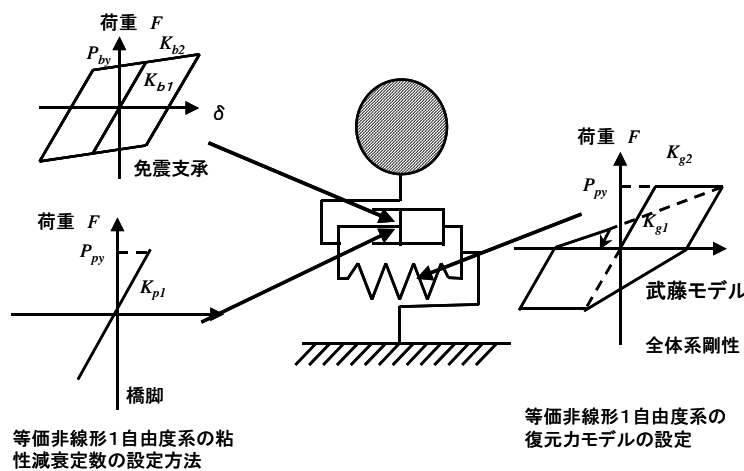


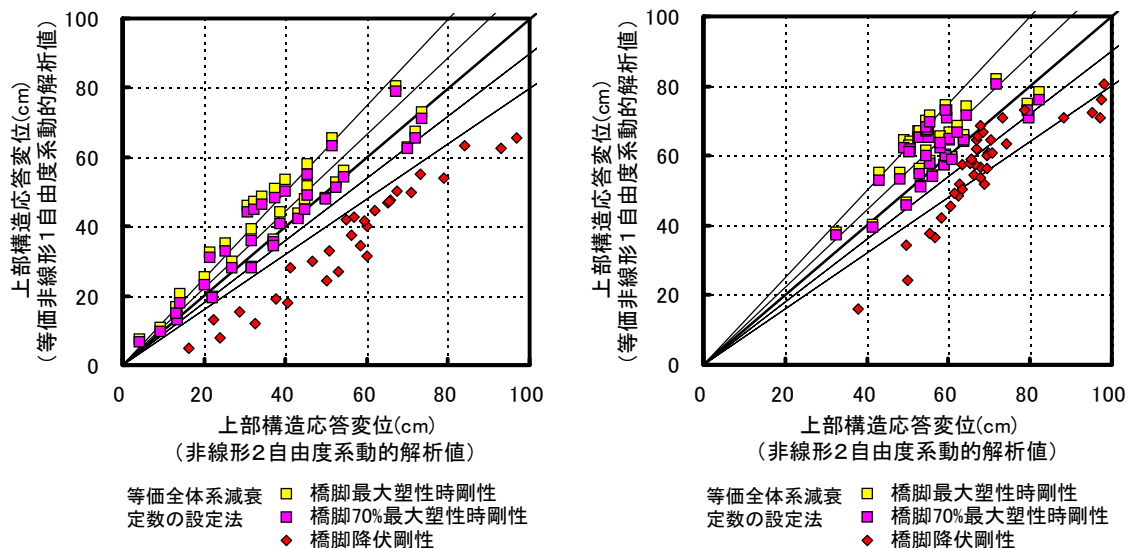
図-2.3.11 等価非線形 1 自由度系モデルのモデル化の考え方

$$h_{beq} = \frac{2 \cdot Q_d \cdot (\delta_{beq} + Q_d / (K_{b2} - K_{b1}))}{\pi \cdot \delta_{beq} \cdot (Q_d + \delta_{beq} \cdot K_{b2})} \quad (2.3.12)$$

ここに、 $\delta_{beq}$ ：橋脚の降伏荷重相当の作用力が作用した場合における免震支承の変位、 $Q_d$ ：免震支承の降伏強度である。

入力地震動および計算条件は、前述した非線形 2 自由度系の地震応答特性計算時と同一条件を用いた。なお、本モデルにおいては粘性減衰定数の算定に収束計算を伴う。収束の判定は、上部構造の応答変位の収束誤差が 1% 以内とした。

上部構造位置の変位について、非線形 2 自由度系と非線形等価 1 自由度系の応答値を比較した結果が図-2.3.12 である。ここでは、等価非線形 1 自由度系の粘性減衰定数の算定において橋脚の降伏剛性を用いた場合、橋脚の最大応答変位時の割線剛性を用いた場合、橋脚の最大応答変位時の 70% 変位に対応する剛性を用いた場合における、上部構造の応答変位の推定精度について比較している。代表事例として、Ⅱ種地盤、橋脚降伏耐力－上部構造重量比  $P_{py}/W=0.4$ 、免震支承－橋脚降伏耐力比  $P_{by}/P_{py}=0.3$  における、タイプⅠおよびタイプⅡ地震動における結果を示している。この図から明らかに、橋脚の降伏剛性を用いた非線形等価 1 自由度系の粘性減衰定数の算定は、上部構造の応答変位の推定値が非線形 2 自由度モデルによる時刻歴応答解析により得られる上部構造の応答変位を過少評価することがわかる。すなわち、全体系の減衰定数を過大評価していることがわかる。橋脚が最大塑性時の剛性もしくは橋脚の最大塑性時の 70% 変位の剛性を用いた場合は、非線形等価



(a)タイプⅠ地震動

(b)タイプⅡ地震動

図-2.3.12 非線形 2 自由度系と等価非線形 1 自由度系モデルを用いた時刻歴応答解析により得られる上部構造変位の比較

(橋脚降伏耐力－上部構造重量比  $P_{py}/W=0.4$ 、免震支承－橋脚降伏耐力比  $P_{by}/P_{py}=0.3$ 、Ⅱ種地盤)

1 自由度系の応答変位と非線形 2 自由度系の上部構造の応答変位はよく一致している。このことは、免震支承による橋梁システム全体への高減衰化の効果が、橋脚の塑性化の進行につれて小さくなっていることを意味する。いずれにせよ、非線形等価 1 自由度モデルを用いても、免震支承と橋脚に塑性化が生じる免震橋梁の地震応答が精度良く推定できるということは、道路橋は上部構造重量が橋脚重量に比較して大きくそのため 1 次振動モードが圧倒的に卓越することを意味している。なお、タイプ I 地震動とタイプ II 地震動とを比較した場合、非線形等価 1 自由度系の粘性減衰定数の算定時に用いる橋脚剛性による応答変位の差は、タイプ II 地震動に対してタイプ I 地震動の方が影響が大きい。これは、タイプ I 地震動では非線形応答に対して粘性減衰の影響が大きいことを示している。

### 2. 3. 5 システムエネルギー一定則による免震橋梁の地震応答の評価

さらに簡略化した応答評価手法として、ここでは免震支承－鉄筋コンクリート橋脚系システムにおける鉄筋コンクリート橋脚の応答塑性率の簡易推定法として、Newmark ら<sup>18)</sup> が提案したエネルギー一定則を拡張して用いる手法を検討した。Newmark らが提案したエネルギー一定則は、1 自由度系構造物において、弾性応答エネルギー量と塑性応答エネルギー量が同一であるという仮定に基づき、非線形応答の評価を行うものである。ここではエネルギー一定則を図-2.3.13 に示すように拡張して用いた。免震支承の等価弾性エネルギー、および鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性応答エネルギーの和が、システム全体の弾性応答エネルギーに等しいとするものである。ここではこれをシステムエネルギー一定則と呼ぶ。具体的な定式化を行えば式(2.3.13)となる。なお、右辺第 3 項に乗じている  $(W_u/W)$  は、1 次振動モード形状を考慮したものである。なお、振動モードを考慮しない場合は、式(2.3.14)のように簡略化することが出来る。これは、全体系塑性率を用いたエネルギー一定則に帰着できることを意味する。

$$\frac{P_{ge}^2}{2 \cdot K_{g1}} = \frac{P_{py}^2}{2 \cdot K_{p1}} + (\mu_p - 1) \frac{P_{py}^2}{K_{p1}} + \frac{P_{py}^2 \cdot (W_u/W)^2}{2 \cdot K_{beq}} \quad (2.3.13)$$

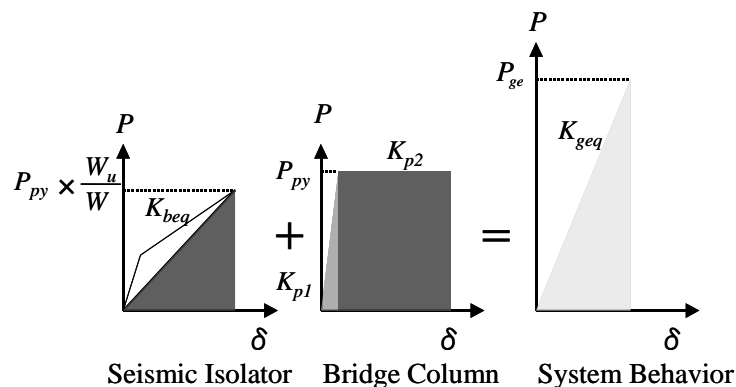


図-2.3.13 システムエネルギー一定則の概念図

$$\frac{P_{ge}^2}{2 \cdot K_{g1}} = \frac{P_{py}^2}{2 \cdot K_{g1}} + (\mu_g - 1) \frac{P_{py}}{K_{g1}} \quad (2.3.14)$$

ここに、 $P_{ge}$ ：式(2.3.15)により求まる等価1自由度系の減衰を考慮した弾性応答水平力である。

$$P_{ge} = SA(T_{g1}, h_{geq}) \cdot W / g \quad (2.3.15)$$

ここに、 $SA(T_{g1}, h_g)$ ：固有周期  $T_{g1}$ 、減衰定数  $h_{geq}$  時の応答加速度、 $h_{geq}$ ：式(2.3.10)により求まる粘性減衰定数である。

式(2.3.13)を適用する場合、等価1自由度系の減衰を考慮した弾性応答水平力( $P_{ge}$ )を算定する必要がある。減衰定数による弾性応答値の補正としては、道路橋示方書V耐震設計編<sup>2)</sup>に示される減衰定数別補正係数  $C_D$  等がある。しかし、本検討においては地震波を特定していること、さらに鉄筋コンクリート橋脚の応答塑性率推定において減衰定数による弾性応答補正式自体に含まれる補正誤差を排除する目的から、ここでは個々の地震波ごとに線形加速度法を用いて任意の減衰定数時の弾性応答値を算出し、等価1自由度系の減衰を考慮した弾性応答水平力を算出した。もちろん、実設計においては減衰定数別補正係数を用いることが合理的であることはいうまでもない。なお、本手法による計算では、全体系粘性減衰定数の算定に橋脚の最大応答塑性率を用いることから収束計算を伴う。収束の判定は、上部構造の応答変位の収束誤差が1%以内という条件で行った。

図-2.3.14は、式(2.3.13)に示すシステムエネルギー一定則による鉄筋コンクリート橋脚の応答塑性率の推定結果と非線形2自由度系の応答塑性率を比較したものである。タイプI地震動では概ね45度線上に散らばる傾向にあり、タイプII地震動に対しては推定精度が高いことがわかる。一方、タイプII地震動に対してはいずれも推定値は大きい事がわかる。山本ら<sup>9)</sup>が行った計算結果では、タイプI地震動は比較的橋の固有周期帯では変位一定則に基づく荷重低減が良い一致を示すが、

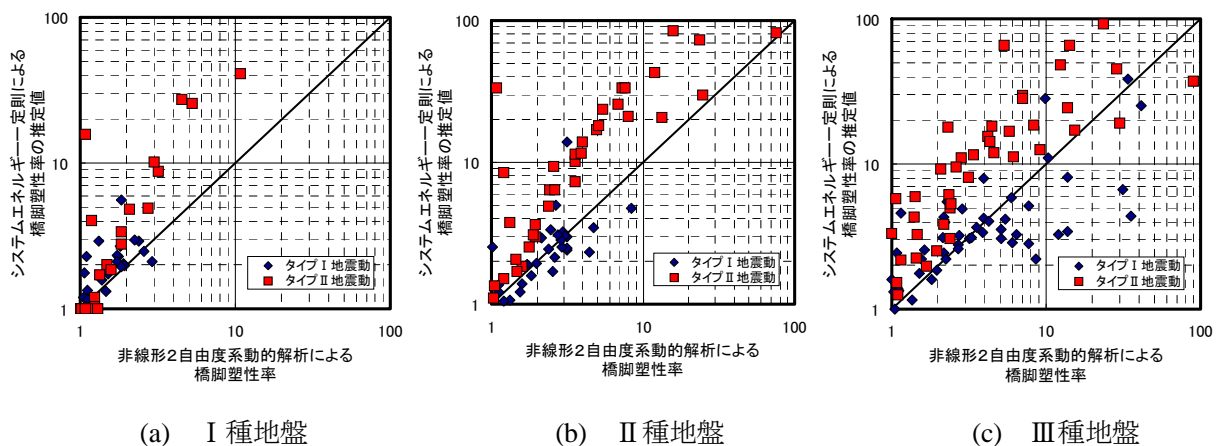


図-2.3.14 システムエネルギー一定則を用いた橋脚応答塑性率の推定精度

システムエネルギー一定則による推定値と非線形2自由度時刻歴応答解析による解析解の比較  
(橋脚降伏耐力－上部構造重量比 ( $P_{py}/W$ ) =0.4、免震支承－橋脚降伏耐力比 ( $P_{by}/P_{py}$ ) =0.3)



タイプⅡ地震動では概ね 0.5 秒以降の周期帯においては変位一定則以上の荷重低減が良い一致を示している。今回計算に用いた橋脚の固有周期域は 0.5 秒以上のケースが多いことから、エネルギー一定則の原理に基づく応答推定の精度が低下する計算条件であったことが原因の一つとして考えられる。また、全体系粘性減衰定数の算定に収束計算を用いているが、システムエネルギー一定則による変位の計算値が非線形 2 自由度モデルによる動的解析値に比較して小さい場合は、収束計算の中で応答塑性率を大きく算定し、減衰定数を小さく算定するような収束計算が行われる。このようなことも、システムエネルギー一定則の精度を低下させる原因の一つとして考えられる。

## 2. 3. 6 免震支承と橋脚とに塑性化が生じる免震橋梁の地震応答特性の評価

地震動タイプ種別により精度に差があるものの、システムエネルギー一定則を用いることによって、概ね複数箇所での塑性化が生じる免震橋梁の橋脚塑性率の推定が可能であることを示した。さらにここでは、システムエネルギー一定則を用いて、複数箇所での塑性化が生じる場合における免震橋梁の地震応答特性のメカニズムについて検討を行う。

免震支承と橋脚とに塑性化が生じる免震橋梁では、荷重低減効果は以下の作用に分類することが可能と考えられる。それらは、免震支承による構造系の長周期化による荷重低減効果 ( $C_T$ )、免震支承による高減衰化による荷重低減効果 ( $C_D$ )、さらに橋脚の塑性化による荷重低減効果 ( $C_\mu$ ) と考えられる。なお、それぞれの効果は次式によって算定することが可能である。

塑性化による荷重低減効果変化率 ( $C_\mu$ )

$$C_\mu = \frac{\sqrt{2\mu_{gC}} - 1}{\sqrt{2\mu_{pC}} - 1} \quad (2.3.16)$$

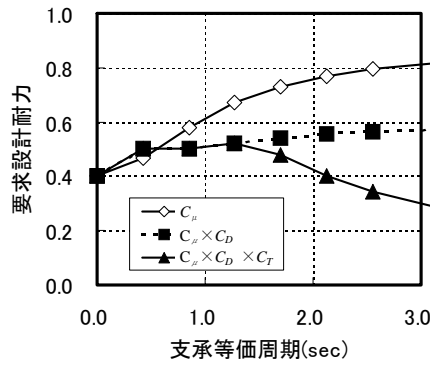
高減衰化による荷重低減効果<sup>2)</sup> ( $C_D$ )

$$C_D = \frac{1.5}{40h_{geq} + 1} + 0.5 \quad (2.3.17)$$

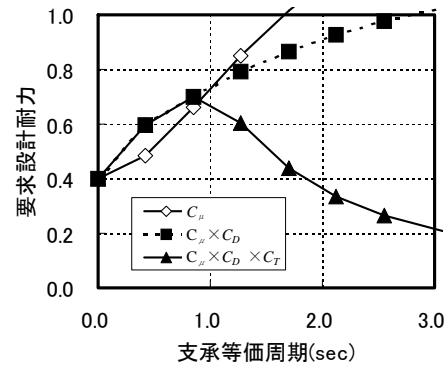
固有周期の長周期化による荷重低減効果 ( $C_T$ )

$$C_T = \frac{SA(T_{gy}, 5\%)}{SA(T_p, 5\%)} \quad (2.3.18)$$

ここに、 $C_\mu$ ：塑性化による荷重低減効果変化率、 $C_D$ ：減衰性付加による荷重低減効果（減衰定数別補正係数）、 $C_T$ ：固有周期の長周期化による荷重低減効果（固有周期別補正係数）、 $\mu_{pC}$ ：式(2.3.19)により求まる橋脚系じん性率、 $\mu_{gC}$ ：全体系じん性率、 $h_{geq}$ ：全体系の粘性減衰定数、 $SA(T_p, 5\%)$ ：固有周期  $T_p$  および減衰定数 5% 時における弾性応答加速度応答スペクトル、である。



(a) タイプⅠ地震動



(b) タイプⅡ地震動

図-2.3.15 支承固定時に耐震設計を満足する橋梁に免震支承を設置した場合の要求設計耐力の変化  
(橋脚耐力 ( $P_{py}$ ) =  $0.4 \cdot$  全重量 ( $W$ )、支承固定時橋脚固有周期 ( $T_p$ ) =  $0.6\text{sec}$ 、Ⅱ種地盤)

$$\mu_p = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{P_{py}}{W} \right)^2 + 1 \right\} \quad (2.3.19)$$

以上の荷重低減効果を算定することにより、橋脚に必要な降伏耐力は次のように算定できる。

$$P_{preq} = C_\mu \cdot C_D \cdot C_T \cdot k_{hC} \cdot W \quad (2.3.20)$$

ここに、 $P_{preq}$ ：必要降伏耐力、 $k_{hC}$ ：設計水平震度、 $W$ ：全重量である。

これらの荷重低減作用が、免震橋梁システムを構成する免震支承と橋脚の固有周期の関係によってどのように変化するのかについて検討を行った。計算結果を図-2.3.15に示す。なお、式(2.3.20)の適用にあたっては、橋脚の降伏耐力を  $0.4W$  と設定しかつ支承固定時では橋脚は耐震設計を満足しているとして  $\mu_p$  を仮定する。さらに、免震支承を設置した場合でも橋脚は支承固定時において想定した塑性率まで塑性変形すると仮定した。このようにすることによって、免震支承を設置することによって橋脚の応答塑性率がどのように変化するかと概略的に把握することが可能となる。タイプⅠ、タイプⅡ地震動に共通することは、塑性化による応答低減効果の変化は、支承固定時に橋脚に要求される設計耐力以上の耐力を要求することとなる。これは剛性の小さい免震支承がシステムに取り込まれることにより全体系塑性率が小さくなり、荷重低減効果が低減するためである。結果的に、免震支承の減衰性付加による荷重低減効果を期待しても、支承固定時に橋脚に要求される設計耐力以上の耐力を要求することとなる。固有周期の長周期化を考慮して初めて支承固定時に橋脚に要求される設計耐力を下回ることになる。なお、タイプⅠおよびタイプⅡ地震動で、免震支承の固有周期の変化による塑性化による荷重低減効果の変化が異なるのは、支承固定時の橋脚に要求されるじん生率が異なるためである。この図からわかることは、変位を抑えるため高剛性の免震支承を用いた場合は、塑性化に荷重低減効果の変化が卓越し、免震支承を設置することにより逆に橋脚の耐震性能を減じることとなる。一方、変位を許容し低剛性の免震支承を用いる場合は、固有周期の

長周期化による荷重低減効果により要求設計耐力が小さくなり、橋脚の耐震性能を高めることとなる。したがって、免震橋梁の複数箇所に塑性化を期待する免震設計を行う場合は、免震設計の基本概念<sup>2)</sup>に示されるように、系の長周期化に期待した設計を行うことが肝要であることがわかる。

さらに、システムエネルギー一定則に基づく必要降伏耐力と、現行の道路橋示方書に示される橋脚系塑性率を用いたエネルギー一定則に基づく必要降伏耐力の違いについて検討を行った。非線形2自由度系モデルを用いた時刻歴応答解析では、橋脚の降伏耐力をあらかじめ設定している。したがって、システムエネルギー一定則に基づく必要降伏耐力と、橋脚系塑性率を用いたエネルギー一定則に基づく必要降伏耐力と、橋脚の降伏耐力とを比較することとした。なお支承については15%

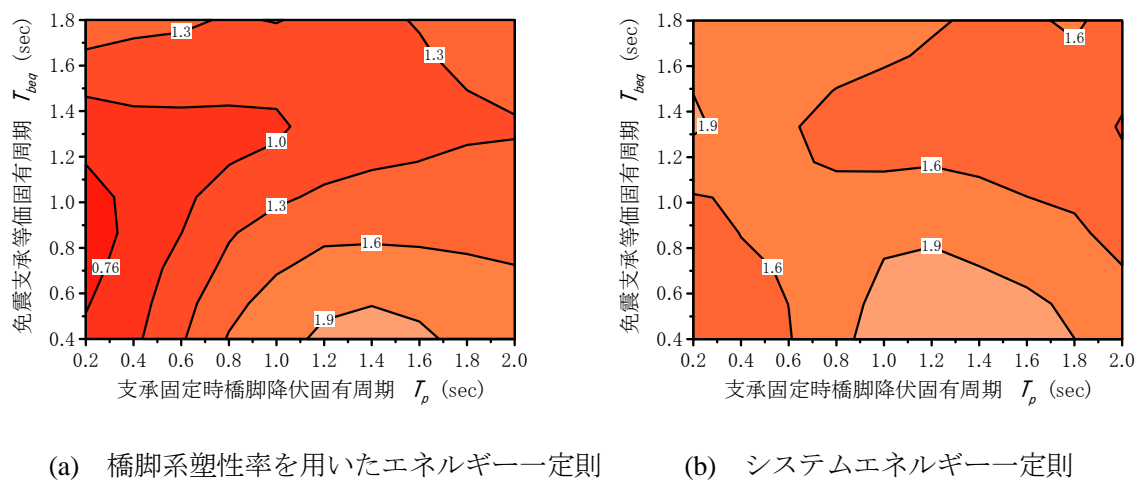


図-2.3.16 橋脚系塑性率を用いたエネルギー一定則およびシステムエネルギー一定則に基づく荷重低減係数比 — II種地盤、タイプI地震動—

(橋脚降伏耐力—上部構造重量比 ( $P_{py}/W$ ) =0.4、免震支承—橋脚降伏耐力比 ( $P_{by}/P_{py}$ ) =0.3)

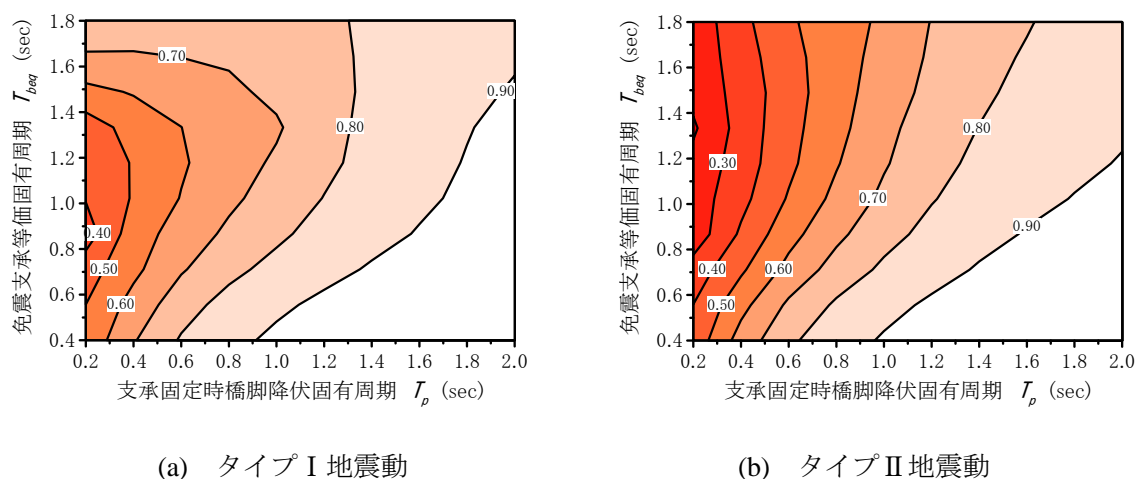


図-2.3.17 橋脚系塑性率に基づく従来のエネルギー一定則による荷重低減係数とシステムエネルギー一定則に基づく荷重低減係数の比 — II種地盤—

(橋脚降伏耐力—上部構造重量比 ( $P_{py}/W$ ) =0.4、免震支承—橋脚降伏耐力比 ( $P_{by}/P_{py}$ ) =0.3)

程度の等価減衰定数を仮定した。ここでは、モード形状の影響については無視するものとして、式(2.3.14)により評価することとした。比較する耐力比は次のように算定した。

橋脚系塑性率を用いたエネルギー一定則に基づく必要降伏耐力と実降伏耐力の比 ( $R_p$ )

$$R_p = \frac{\frac{SA(T_{g1}, h_{geq})}{g}}{\sqrt{2\mu_{p,dyn} - 1}} \cdot \frac{W}{P_{py}} \quad (2.3.20)$$

システムエネルギー一定則に基づく必要降伏耐力と実降伏耐力の比 ( $R_g$ )

$$R_g = \frac{\frac{SA(T_{g1}, h_{geq})}{g}}{\sqrt{2\mu_{g,dyn} - 1}} \cdot \frac{W}{P_{py}} \quad (2.3.21)$$

ここに、 $R_p, R_g$ ：推定必要降伏耐力と実降伏耐力の比、 $\mu_{p,dyn}$ ：非線形2自由度時刻歴応答解析により得られた橋脚系塑性率、 $\mu_{g,dyn}$ ：非線形2自由度時刻歴応答解析により得られた全体系塑性率、 $h_{geq}$ ：システムエネルギー一定則に用いる粘性減衰定数で式(2.3.10)により求める、である。

図-2.3.16 は、推定必要降伏耐力と実耐力の比  $R_p$ 、 $R_g$  を等高線として示したものである。エネルギー一定則自体が安全側の評価を与えるため、システムエネルギー一定則を用いた場合推定必要降伏耐力と実耐力の比は、支承固定時橋脚降伏固有周期および免震支承等価固有周期に関わらず概ね 1.6 ～ 1.9 程度が算定される。このことは、安定して安全側の必要降伏耐力が算定されていることがわかる。一方、橋脚系塑性率を用いた場合、支承固定時降伏固有周期が小さくなるにしたがい、推定必要降伏耐力と実耐力の比が 1.0 を下回る領域が発生することがわかる。したがって、橋脚系塑性率を用いたエネルギー一定則を用いた荷重低減は危険になる場合が存在することがわかる。

さらに、橋脚系塑性率に基づく従来のエネルギー一定則による荷重低減係数とシステムエネルギー一定則に基づく荷重低減係数の比 ( $R_p/R_g$ ) を算定したものが、図-2.3.17 である。システムエネルギー一定則と比較して、橋脚系塑性率を用いたエネルギー一定則は半分以下の推定必要降伏耐力しか算定しない場合が存在することがわかる。その傾向は、支承固定時の橋脚の固有周期が小さく、免震支承の固有周期が小さい場合に生じることがわかる。すなわち免震支承による系の長周期化が十分に図れない場合に生じることがわかる。特にタイプⅡ地震動の場合に、過少評価の傾向が強い。本計算結果は、等価減衰定数として 15% 程度の減衰を有する免震支承を採用した場合の結果である。したがって、減衰性の小さい地震時水平力分算構造用ゴム支承などでは、その傾向が顕著に表れるものと考えられる。

なお、現行の道路橋示方書では免震橋梁の設計では非線形動的解析を義務付けている。したがって、現在建設されている橋梁の耐震性を論じているのではないことに留意する必要がある。

## 2. 2. 8 結言

従来の免震設計法は橋脚が弾性状態であることを想定して構築されている。しかしながら、激震動下では免震支承のみならず橋脚でも塑性化が進行し、橋梁システムとして複数箇所で塑性化が進行する可能性も想定される。したがって、激震動下において免震支承と橋脚と複数箇所で塑性化する場合の免震橋梁システムの地震時挙動を動的解析により検討し、その地震挙動特性を明らかにした。非線形応答解析結果および簡易評価法によって得られた知見をまとめると以下のようになる。

- ①免震橋梁において、免震支承と橋脚とに塑性化が生じる場合の地震応答では、免震支承の等価固有周期によっては、非免震時よりも免震時の橋脚の応答塑性率が大きくなる場合がある。
- ②概して、橋脚の固有周期に比較して免震支承の固有周期が短い場合に橋脚の応答塑性率が大きくなる傾向にある。またその傾向は、地盤種別の違いすなわち地震動のスペクトル強度特性の違いに影響を受ける。
- ③免震支承と橋脚とに塑性化が生じる場合の地震応答は、免震支承や橋脚といった部材の特性ではなく上部構造の荷重変形特性から算定される全体系塑性率や全体系減衰定数といった概念を取り入れることによって、非線形等価1自由度系モデルにより精度良く評価できる。
- ④エネルギー一定則を拡張し、全体系の弾性入力エネルギーと免震支承と橋脚とに蓄えられる弾塑性エネルギーとが等しいと仮定したシステムエネルギー一定則を用いることによって、精度良く免震支承と橋脚とに塑性化が生じる免震橋梁の応答挙動を評価できる。
- ⑤免震支承など剛性の小さい部材が橋梁システムに存在することによって、上部構造の荷重変形特性に着目した全体系塑性率は橋脚系塑性率に比較して小さくなる。免震支承による高減衰化効果は、橋脚の塑性化による橋脚剛性の低下に応じて小さくなることから、橋脚が塑性化した場合は全体系減衰定数も橋脚が降伏しない場合に比較して小さくなる。免震支承を用いることによる長周期化や減衰性の向上のメリットに対して、これらのデメリットが大きくなる場合に、非免震時の橋脚の応答塑性率よりも免震時の橋脚の応答塑性率が大きくなることが明らかとなった。
- ⑥また、現行の橋脚系塑性率を用いた応答推定法では、支承固定時の橋脚の固有周期が小さくかつ免震支承の固有周期が小さいという免震支承による系の長周期化が十分に図れていない構造系において、非免震時の橋脚の応答塑性率よりも免震時の橋脚の応答塑性率が大きくなる可能性があることが明らかとなった。

## 2. 4 免震支承と橋脚とに塑性化が生じる免震橋梁に関する振動台実験

### 2. 4. 1 緒言

本研究では、免震支承を有する鉄筋コンクリート橋脚が大規模地震を被災した場合を想定し、橋梁システムとして複数箇所塑性化が進行する場合の地震応答特性をより現実に近い形で検討するために、免震支承を有する鉄筋コンクリート橋脚模型に対して振動台実験を行い地震時挙動特性について検討を行った。すなわち、橋脚の塑性化に伴う橋脚の剛性変化による免震橋梁の地震時挙動の変化、および加振履歴によって橋脚の剛性が低下した場合における免震橋梁の地震時挙動について検討を行うことを目的として振動台を用いた免震橋梁模型の実験を行った。さらに、既往の動的解析技術による実験結果の再現性に着目した解析を行った。また、本実験のように免震支承および橋脚模型の両者に塑性化が進行する場合の地震応答評価に対する、非線形等価 1 自由度系モデルの適用性についても検討を行った。

### 2. 4. 2 供試体および振動台実験

振動台実験は、建設省土木研究所内大型 3 次元振動台施設を用いて行った。図-2.4.1 に、振動台実験の供試体設置状況および加振装置の概要を示す。橋梁模型は、免震支承を有する鉄筋コンクリート橋脚模型がウェイトを有する長さ約 5m の 2 連の上部構造を振動台中央部にて支持する構造となっている。免震支承を有する鉄筋コンクリート橋脚模型と上部構造は、免震支承上端に取り付けられたピン構造治具を介して連結されている。さらに上部構造の両端はローラー支承で鋼製の端橋脚上に支持されている。したがって、本装置は基本的に橋軸方向にのみに加振され、ほぼ全ての上部構造慣性力が免震支承を有する鉄筋コンクリート橋脚模型に集中して作用する構造となっている。なお、上部構造重量は 395kN である。写真-2.4.1 および写真-2.4.2 に実験状況および支承取付状況を示す。

図-2.4.2 に、実験に用いた鉄筋コンクリート橋脚模型およびその配筋状況を示す。本橋脚は特定の道路橋橋脚を縮尺模型化したものではないが、一般的な道路橋橋脚の 1/4 縮尺程度を想定し、形状は 60cm×60cm×270cm（免震支承下面までの高さ）とした。なお、上部構造との連結部であるピン構造中心までの高さは 307cm である。一般的な都市内高架橋においては鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋比が約 1 % 程度、帯鉄筋比が約 1 % 程度であることから、橋脚模型に配置する鉄筋量はこれに相当する鉄筋量として、主鉄筋は SD295-D13 鉄筋を 28 本、帯鉄筋は SD295-D6 鉄筋を 40mm 毎に配置した。

使用材料実強度について表-2.4.1 に示す。コンクリートおよび鉄筋の実強度を考慮した本橋脚模型の降伏水平耐力は、結果として上部構造重量の約 0.35 倍となった。

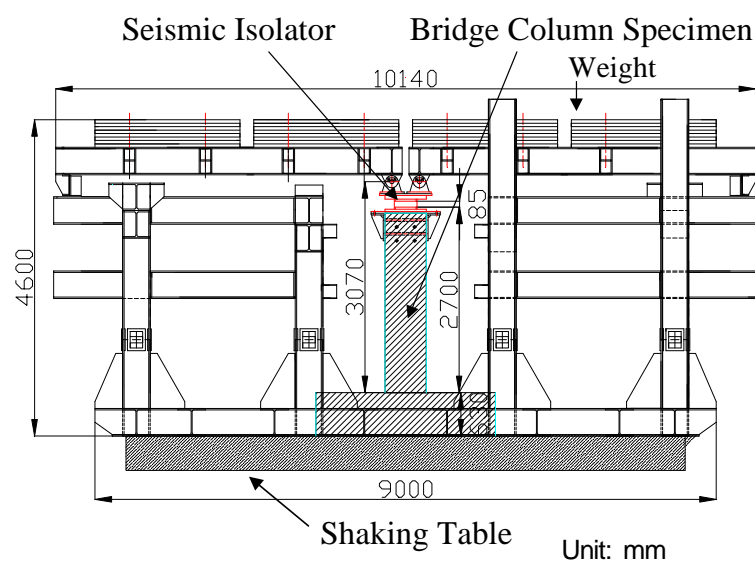


図-2.4.1 供試体設置状況および加振装置の概要

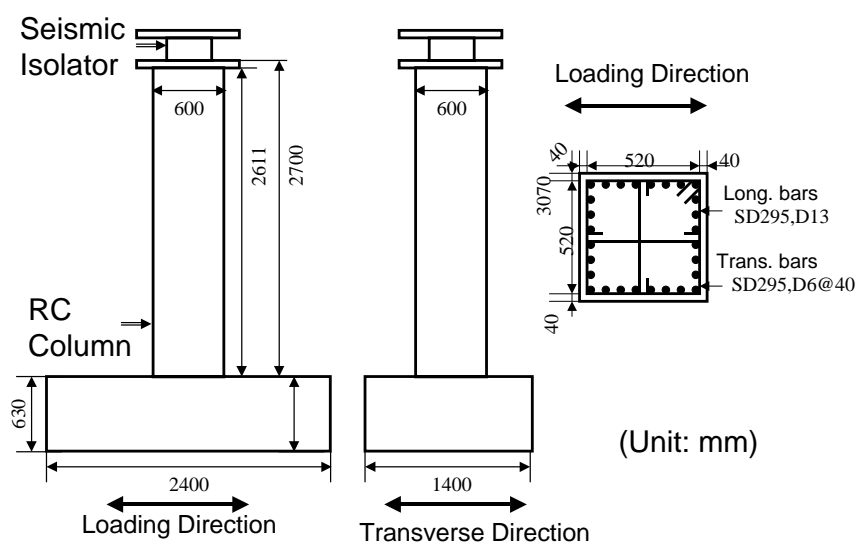


図-2.4.2 鉄筋コンクリート橋脚模型およびその配筋状況

表-2.4.1 使用材料強度

使用材料	試験時強度／降伏強度	終局強度
コンクリート	33.4 N/mm <sup>2</sup>	—
SD295A D13	37.3 N/mm <sup>2</sup>	51.3 N/mm <sup>2</sup>
SD295A D6	44.6 N/mm <sup>2</sup>	56.4 N/mm <sup>2</sup>

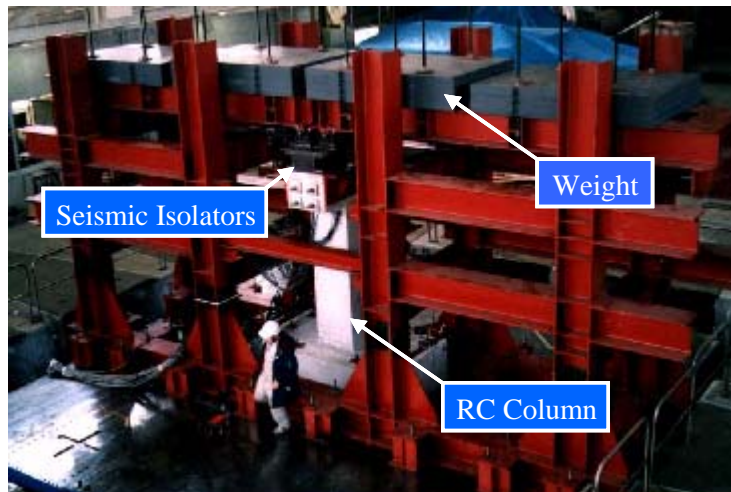


写真-2.4.1 振動台実験状況

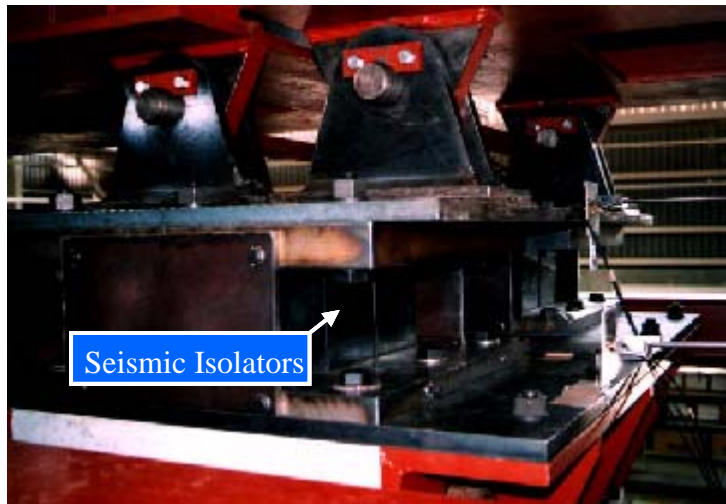


写真-2.4.2 免震支承取付状況

免震支承には図-2.4.3 に示す鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）を用い鉄筋コンクリート橋脚模型の上端に設置した。免震支承の特性値については、橋脚降伏耐力相当の耐力を免震支承が有する時の割線剛性と橋脚の降伏時の割線剛性との合成剛性とから算出される固有周期（以下、「免震支承を用いた場合の橋梁模型の等価固有周期」と略す。）と、橋脚降伏時の割線剛性から算出される固有周期（以下「免震支承を用いない場合の橋梁模型の降伏固有周期」と略す。）とが、約 2:1 になるように免震支承の特性値を設定した。これは、免震支承を用いた場合の橋の固有周期は、非免震時の橋の固有周期の 2 倍程度以上という道路橋示方書の規定を考慮したものである。なお、免震支承を用いた場合の橋梁模型の等価固有周期は約 0.66sec、免震支承を用いない場合の橋梁模型の降伏固有周期は約 0.28sec であった。



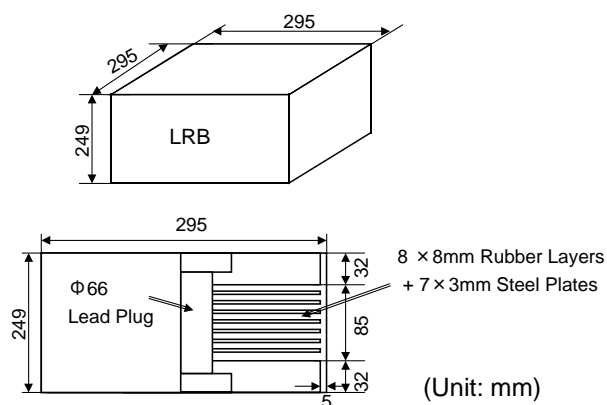


図-2.4.3 実験に用いた免震支承（LRB）

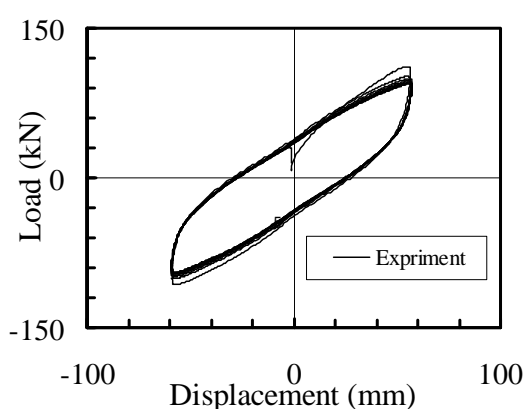


図-2.4.4 免震支承の性能特性試験結果

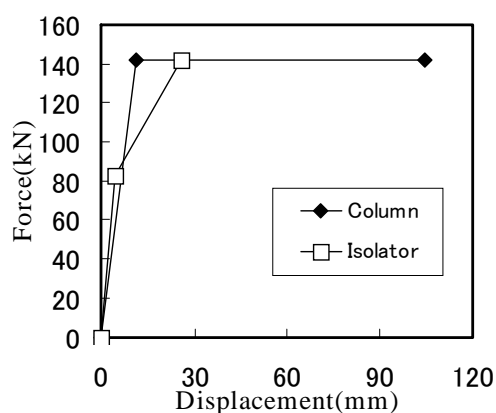


図-2.4.5 橋脚および免震支承の荷重－変形特性

図-2.4.4 に、振動台実験に先だって行った免震支承の性能特性試験結果を示す。さらに、図-2.4.5 に橋脚の荷重－変位関係および免震支承の荷重－変位関係を示す。免震支承の荷重－変位関係は、図-2.4.4 に示されるようにバイリニア特性に近い復元力特性が確認されたことから、この特性試験結果の降伏荷重および最大荷重最大変位点を用いバイリニアモデルで復元力特性を表現した。なお、1次剛性と2次剛性の比は本免震支承がLRBであることを考慮し6.5:1<sup>1)</sup>としている。加振は水平1方向（橋軸方向）とし、兵庫県南部地震において記録されたJR鷹取波N－S成分を道路橋示方書に示されるⅡ種地盤におけるタイプⅡ地震動の加速度応答スペクトルに適合するよう周波数領域で振幅調整したⅡ-Ⅱ-1地震動<sup>19)</sup>を用いた。時間軸については、幾何学的縮尺を1/4としていることから、応力度を同一とした場合の相似則を適用し $1/\sqrt{4}=50\%$ に圧縮した。この条件の場合、加速度は縮尺されず、変位は1/4に縮尺されることとなる。加振は合計3回行った。第1、2回目加振時には、Ⅱ-Ⅱ-1地震波原波を、第3回目加振時には加速度を2倍に増幅した波を使用した。実際に加振された振動台上での加振波の加速度応答スペクトルを図-2.4.6に示す。これらの図からわかるように、第1回目と第2回目の加振は振動台の加振制御の関係から若干異なった加振となっている。結果的に、免震支承を用いた場合の橋梁模型の等価固有周期約0.66sec付近では、ほぼ加振回数が増加するにしたがって徐々に大きな地震力が作用したことがわかる。

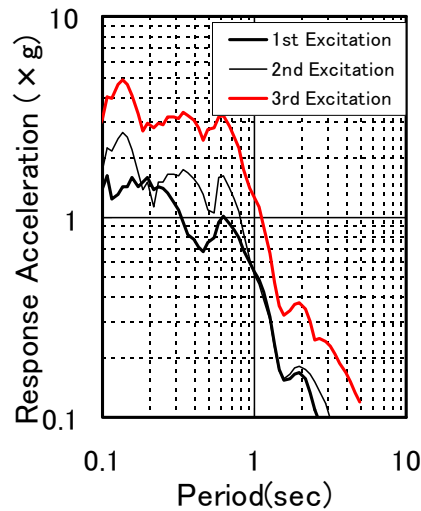
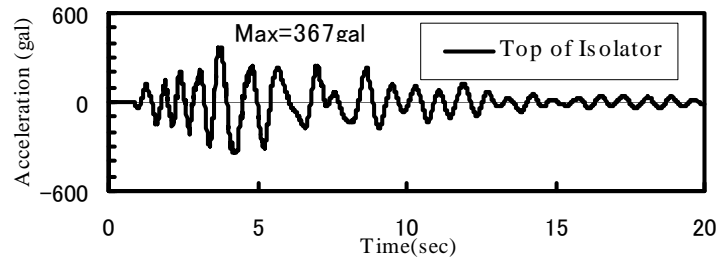


図-2.4.6 加振波の加速度応答スペクトル

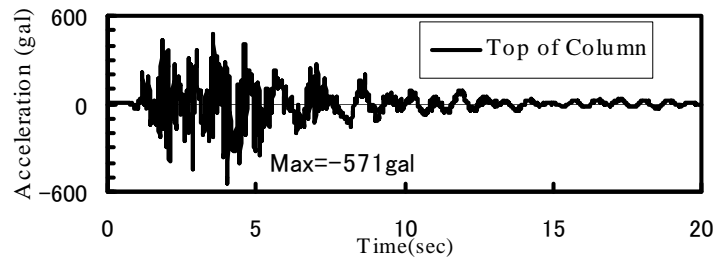
なお、本実験は、橋脚の塑性化に伴う免震橋梁の地震時挙動の変化、および加振履歴によって橋脚の剛性が低下した場合における免震橋梁の地震時挙動について検討を行うことを目的としている。したがって、第2回目以降の加振においても同じ免震支承を用いて実験を行っている。なお、このような実験条件の下では、第2回目以降の加振時にはそれまでの加振によって鉄筋コンクリート橋脚模型の剛性低下が生じているため、免震橋梁模型として「免震橋梁の固有周期は非免震橋梁のその2倍程度以上」とした道路橋示方書に示される固有周期条件を満たしていないことになる。

## 2. 4. 3 実験結果

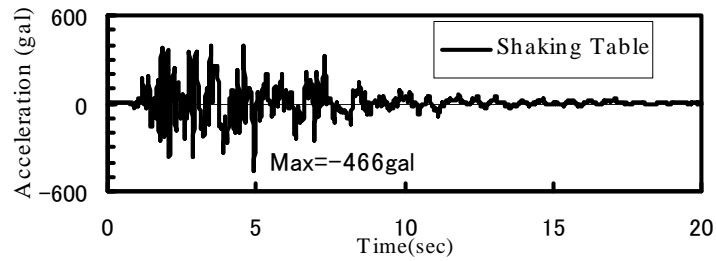
図-2.4.7 に、第1回目加振時の振動台、橋脚模型上端、および免震支承上端で計測された応答加速度波形を示す。なお、応答加速度記録については0-10Hzのバンドパス処理を施している。最大加速度は、橋脚上端が571gal、免震支承上端が367galであり、振動台上の最大加速度が466galであることから、橋脚上端では約1.22倍に増幅されており、逆に免震支承上端では約0.78倍に低減されている。免震支承を用いた場合の橋梁模型の等価固有周期が約0.66sec(約1.51Hz)、免震支承を用いない場合の橋梁模型の降伏固有周期が約0.28sec(約3.57Hz)であることと比較して、これらより短周期側の振動成分を多く含む振動波形となっていることがわかる。また、図-2.4.7 (b),(c)で多く含まれていた短周期成分はほぼ除去された波形となっていることがわかる。橋脚模型がほぼ弾性挙動をしている0-3sec間に着目した場合、振動周期は免震支承を用いた場合の橋梁模型の等価固有周期約0.66sec付近である約1.5-2.0Hz付近の振動成分を有していることがわかる。さらに、約3sec以降は橋脚の塑性化の進行と共に、振動周期がやや長周期化している。これらの結果は、非免震橋梁の応答と比較して、免震支承を有する場合は、上部構造の加速度応答は長周期化し、逆に橋脚頂部の加速度応答は短周期化するという既往の知見と一致する<sup>8)</sup>



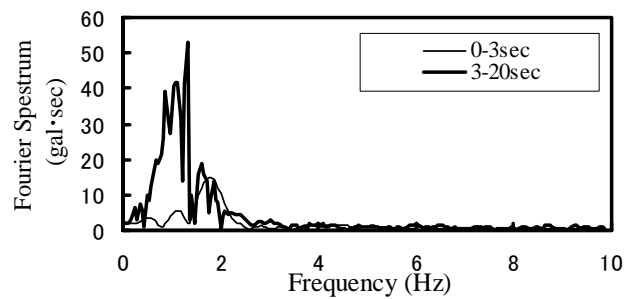
(a) 免震支承上端部の加速度



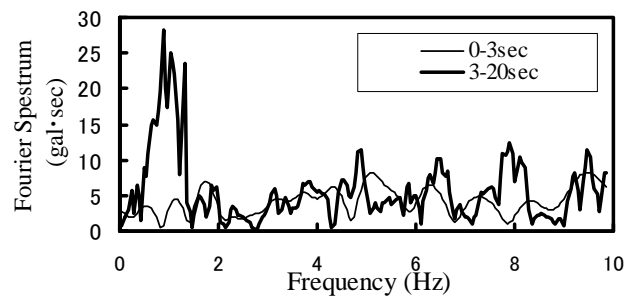
(b) 橋脚模型上端部の加速度



(c) 振動台上の加速度



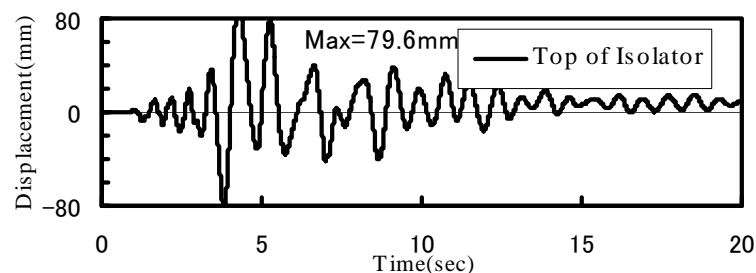
(d) 免震支承上端部加速度のフーリエスペクトル



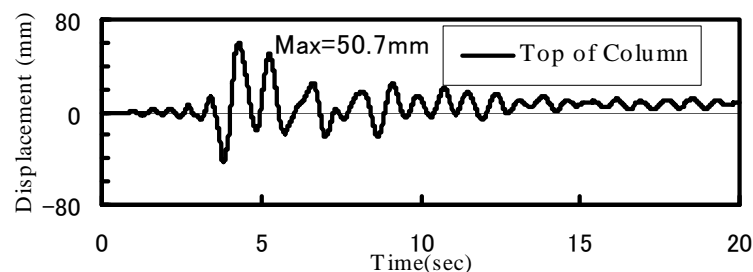
(e) 橋脚模型上端部加速度のフーリエスペクトル

図-2.4.7 第1回目加振時の応答加速度波形およびフーリエスペクトル

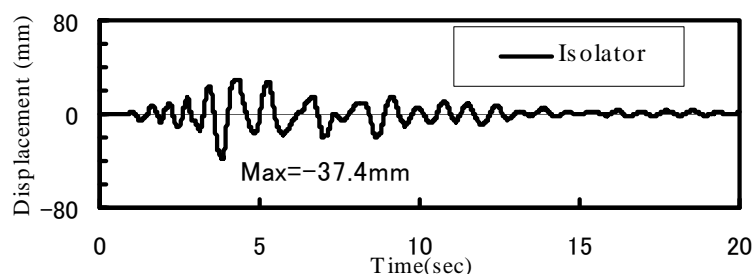
図-2.4.8 に、第 1 回目加振時の橋脚模型上端および免震支承上端で計測された応答変位波形、および免震支承の相対変位波形を示す。計測された変位量は、支承上端が最大約 80mm、橋脚模型上端が最大約 50mm、免震支承の相対変位は最大約 38mm であった。橋脚模型上端での最大変位と免震支承の最大相対変位との和が免震支承上端での最大変位と一致しないのは、全てが同時刻に発生していないことによる。図-2.4.8(b)(c)により橋脚模型上端変位および免震支承の相対変位に着目した場合以下のような考察ができる。約 3 秒程度までつまり橋脚模型がほぼ弾性応答している間は、免震支承の相対変位は橋脚模型上端変位よりも大きく、約 3-7 秒程度までつまり主要動が作用している間は、橋脚模型上端変位が免震支承の相対変位と比較してやや大きい値を示す傾向にある。さらに約 7sec 以降、地震動がほぼ収束した後も、橋脚模型の振動は継続するが、免震支承の振動は収束していく傾向にある。このように、橋脚が降伏する前後で変形や振動が集中する部位が変化していることがわかる。また、変位波形に着目する限り、免震支承と橋脚模型の両者に塑性化が進行する場合であっても、免震支承と橋脚模型はほぼ同一位相、同一周期で振動していることがわかる。このことから、ほぼ 1 次モードが卓越した振動特性を有していることが考察できる。



(a) 免震支承上端部

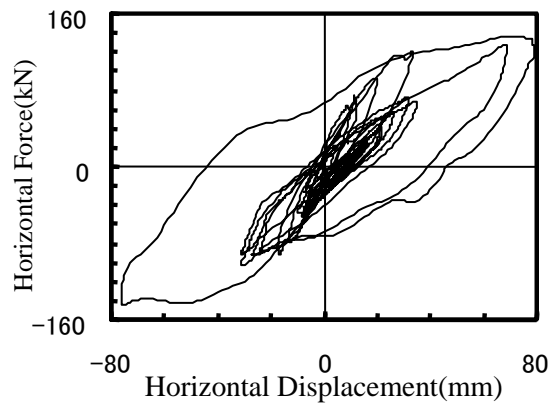


(b) 橋脚模型上端部

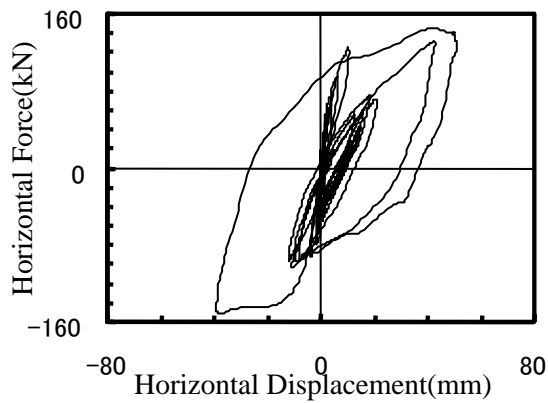


(c) 免震支承の相対変位

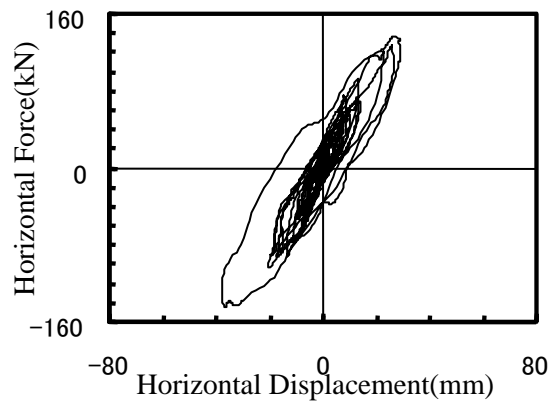
図-2.4.8 第 1 回目加振時の応答変位波形



(a) 免震支承上端位置（全体系）



(b) 橋脚模型上端位置（橋脚模型部材）



(c) 免震支承

図-2.4.9 第1回目加振時の水平慣性力－水平変位関係

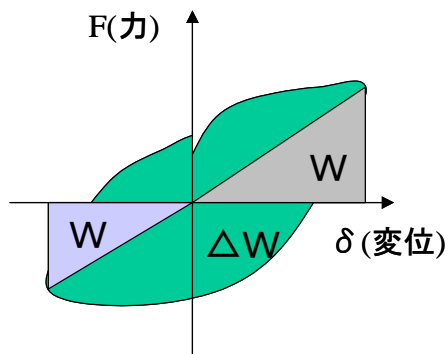


図-2.4.10 等価減衰定数の概念図

図-2.4.9 に、第1回目加振時の免震支承上端位置における水平慣性力－水平変位関係（以下「全体系」と略す）、橋脚模型上端位置における水平慣性力－水平変位関係、さらに免震支承の水平慣性力－水平相対変位関係を示す。免震支承上端に作用する水平慣性力は、上部構造質量に上部構造位置での計測加速度を乗じたもの、橋脚模型上端に作用する慣性力は、上部構造質量に上部構造位置での計測加速度を乗じたものと橋脚部等価質量（橋脚梁部質量＋橋脚柱部質量の1/2）に橋脚梁位

置での計測加速度を乗じたものの和として算定した。なお、免震支承に作用する水平慣性力は、上部構造質量に上部構造位置での計測加速度を乗じたものと等しいと仮定した。橋脚上端慣性力ー水平変位関係における履歴ループ形状は概ね紡錘形であり、橋脚模型の復元力特性によって全体系の応答特性が支配されていることがわかる。また、全体系の剛性は橋脚模型と免震支承との剛性をほぼ合成したものとなっている。

第1回目加振時の、等価剛性、等価減衰定数、1ループあたりの履歴吸収エネルギーの時間分布を算出した。ここでは、等価剛性は各水平慣性力ー水平変位関係で各ループの最大最小変位とそれに対応する慣性力から算出される剛性として算出した。さらに等価減衰定数は、最大最小変位時の弾性エネルギーと履歴吸収エネルギーから式(2.4.1)を用いて算出した。等価剛性および等価減衰定数の算定概念図を図-2.4.10に示す。また、等価剛性、等価減衰定数、1ループあたりの履歴吸収エネルギーの時間分布を算出した結果を図-2.4.11に示す。

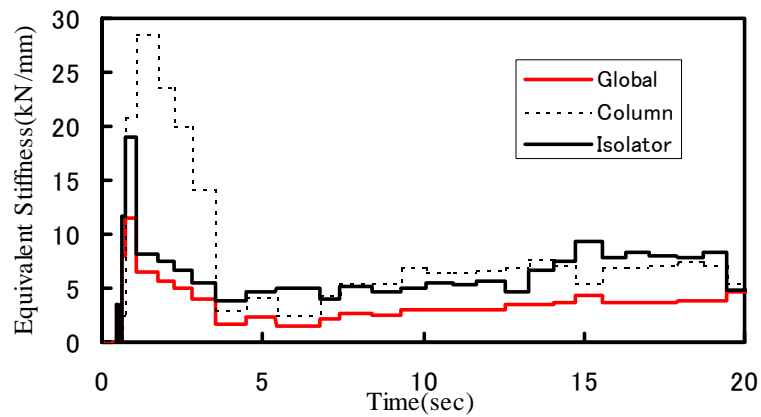
$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W_{engy}}{W_{engy}} \quad (2.4.1)$$

ここに、 $h_{eq}$ ：等価減衰定数、 $\Delta W_{engy}$ ：1ループあたりの履歴吸収エネルギー、 $W_{engy}$ ：弾性応答エネルギーである。

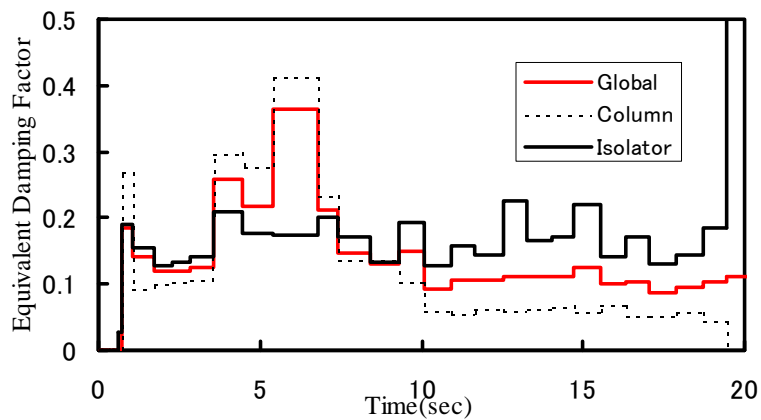
図-2.4.11(a)により等価剛性の時間変化に着目した場合、約3秒以前では橋脚模型がほぼ弾性的な挙動を示しているため、橋脚模型の等価剛性は、全体系および免震支承の等価剛性に比較して大きい値を示す。以降、最小値を経たのちほぼ一定の値に収束する。一方、免震支承の等価剛性はややばらつきはあるものの、約3sec以降はほぼ同じ剛性を示していることがわかる。約3sec以前に等価剛性がやや大きい傾向を示すのは、免震支承は初回載荷時にやや大きい剛性を示す特性を有しているためと考えられる。

図-2.4.11(b)により等価減衰定数の時間変化に着目した場合、免震支承の等価減衰定数は約3-7secにおける主要動時およびその前後とで等価減衰定数にそれほど変化は見られず、ほぼ一定の値を示していることがわかる。一方、全体系における等価減衰定数の時間変化に着目した場合、約1-2sec前後においては15%程度の等価減衰定数が算定されるのに対し、主要動終了後の約10sec以降では約10%弱と低下していることがわかる。橋梁システムの等価減衰定数がひずみエネルギー比例型で算定できるとするならば、橋脚模型の損傷による剛性低下により免震支承による橋梁システムへの減衰性付与の割合が相対的に低下したために、橋梁システムの等価減衰定数が低下したものであると考察できる。

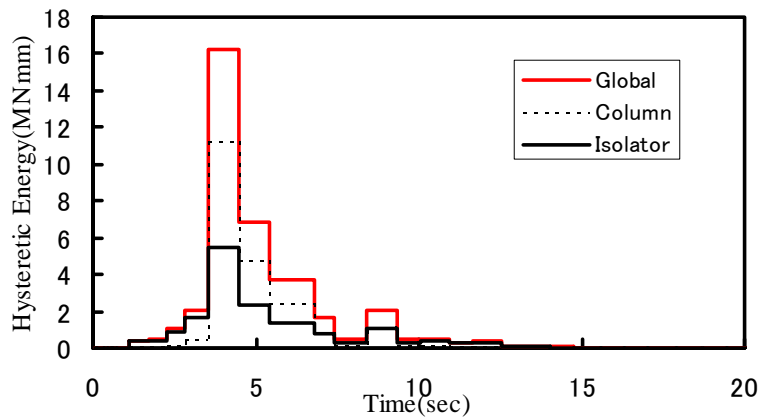
図-2.4.11(c)により1ループ当りの履歴吸収エネルギーに着目した場合、橋脚模型が降伏するまでの約3secまでは、全体の履歴吸収エネルギーの大部分が免震支承で吸収されているのに対し、橋脚模型が降伏した後の約4-7秒前後では履歴吸収エネルギーの大部分が橋脚模型で吸収されているこ



(a) 等価剛性の時刻歴変化



(b) 等価減衰定数の時刻歴変化

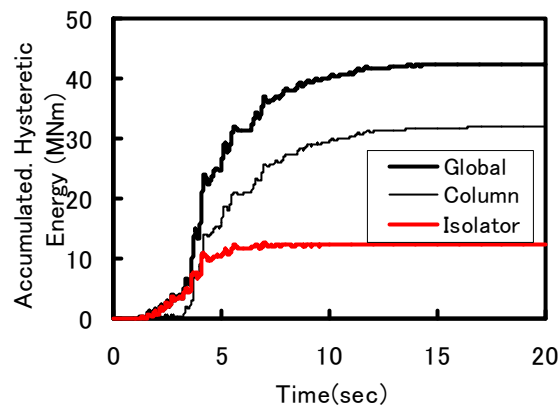


(c) 1 ループ当りの履歴吸収エネルギーの時刻歴変化

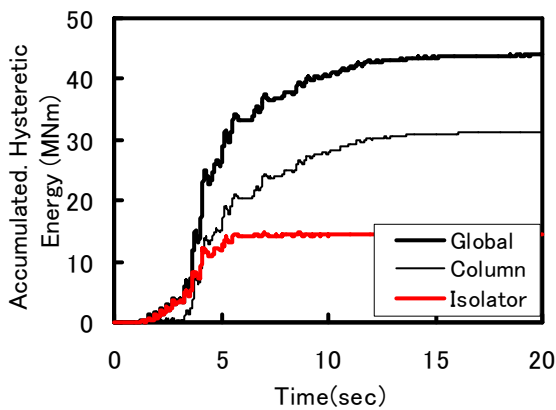
図-2.4.11 第1回目加振時の等価剛性、等価減衰定数、1 ループ当りの履歴吸収エネルギーの時刻歴変化

とがわかる。このように、橋脚模型の降伏の前後において、橋梁全体系としての剛性、減衰が変化し、エネルギー吸収部位も免震支承から橋脚模型へと移行していることがわかる。

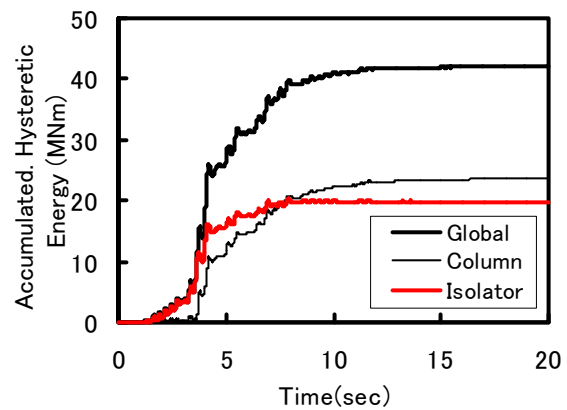
第1回目から第3回目加振時における全体系、橋脚模型、および免震支承における履歴エネルギー



(a)第1回目加振



(b)第2回目加振



(c)第3回目加振

図-2.4.12 全体系、橋脚模型、免震支承の累積履歴吸収エネルギー量の変化

一量の累積時間分布を図-2.4.12に示す。さらに、第1回目から第3回目加振における主要応答量を表-2に示す。図-2.4.12より第1回目加振と第2回目加振での累積履歴吸収エネルギーとを比較した場合、全体系の累積履歴吸収エネルギー量はほとんど変化しないのに対して、免震支承と橋脚模型の累積履歴吸収エネルギー量はやや変化し、免震支承の吸収量が低下し、逆に橋脚模型の吸収量は増加していることがわかる。第3回目加振と第1、2回目加振時の結果と比較した場合、全体系累積履歴吸収エネルギー量に対する免震支承のそれはさらに小さくなっていることがわかる。また表-2.4.2により、第3回目加振と第1、2回目加振時の最大変位を比較した場合、免震支承の最大変位の増加率は、橋脚模型のそれと比較してやや小さいことがわかる。以上のように加振回数が増え入力加速度が大きくなるにつれ、塑性化した橋脚模型の剛性が免震支承の剛性と比較して小さくなるために、累積履歴吸収エネルギー量や変位が橋脚模型に集中したものと考えられる。

第1回目から第3回目加振終了時の供試体の損傷状況を図-2.4.13に示す。第1回目加振において、橋脚模型基部全周にわたってひび割れが発生した。ひび割れは橋脚模型基部から約60cm程度の範囲に2～3本程度ほぼ水平方向に発生したことがわかる。第2回目加振においては損傷の進展はほとんど見られなかった。第3回目加振によって大きくひび割れ損傷が増加しているが、主鉄筋の座



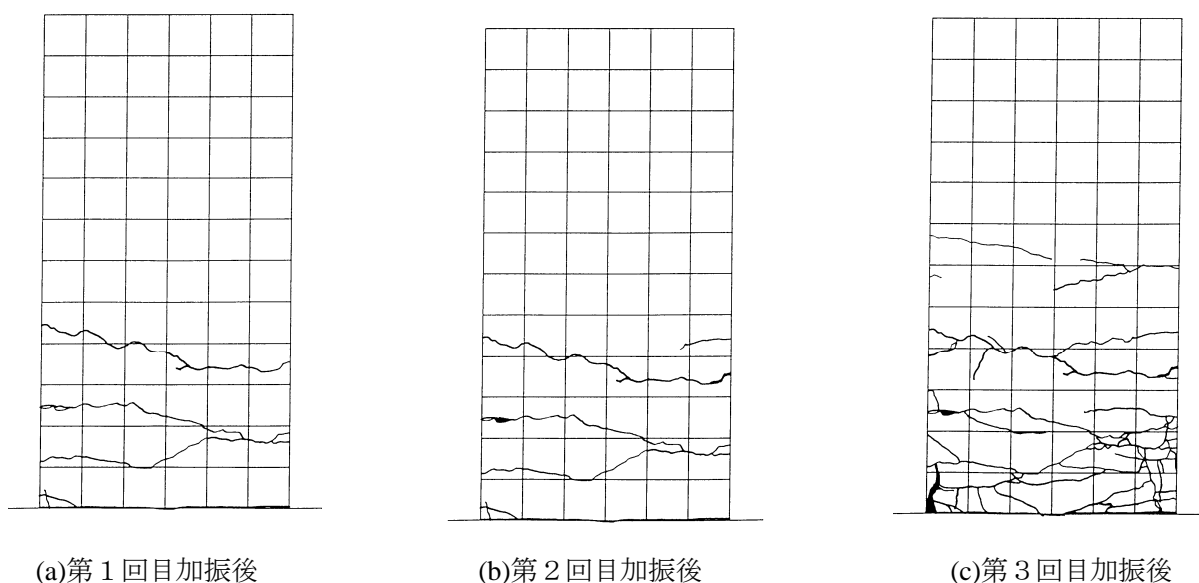


図-2.4.13 橋脚模型の損傷状況（加振軸に平行な面）

表-2.4.2 各加振時の最大応答加速度および最大応答変位

加振数	最大入力 加速度(gal)	橋脚上端 変位(mm)	橋脚上端 加速度(gal)	免震支承 上端変位(mm)	免震支承 上端加速度(gal)
1 回	466	50.7	571	79.6	367
2 回	809	42.5	837	79.5	342
3 回	1652	108.3	1521	173.3	499

屈等の損傷は見られなかった。

## 2. 4. 4 非線形 2 自由度系モデルによる実験結果の検証

ここでは、実験結果のうち第 1 回目加振結果に着目して、既往の鉄筋コンクリート部材の復元力特性モデルおよび免震支承にバイリニア型復元力特性モデルを用いた時刻歴応答解析を実施し、動的解析による実験結果の再現性に着目した解析を行った。時刻歴応答解析に用いる免震橋梁モデルモデルは、2 自由度モデルを用いた。2 自由度モデルによる解析は、免震橋梁の実務解析で用いられている動的解析手法が、最大応答値といった設計に必要な諸量をどの程度まで追跡できるか、また地震時の時刻歴応答をどの程度まで忠実に再現しまたは追跡出来るかについて検討を行うために実施したものである。

橋梁モデルのモデル化にあたっては、最も単純な質点－バネ系モデルに置き換えることを考えた。上部構造および橋脚をそれぞれ質点とした 2 質点とし、橋脚質点には橋脚模型梁部質量および橋脚模型柱部質量の 1/2 を与えた。免震支承および橋脚模型には非線形せん断バネを与えた。図-2.4.14 にモデル化の概要図を示す。

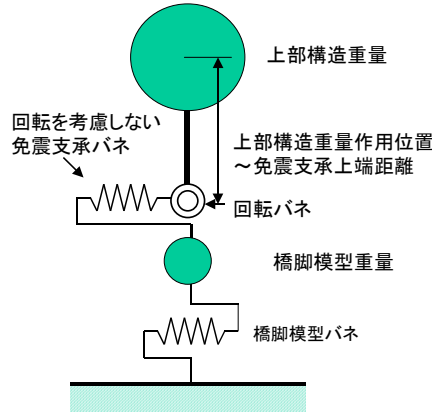


図-2.4.14 動的解析に用いた2自由度モデルの概要図

橋脚模型は、橋脚模型上端位置での水平慣性力－水平変位関係を非線形せん断バネでモデル化を行った。橋脚模型の復元力特性については、ひび割れを無視し初降伏時と終局時とを結ぶ二次勾配を有する最大点指向型バイリニア武田モデルを用いた。二次勾配の設定においては初降伏耐力と終局耐力とを結ぶ勾配を用いて設定した。なお降伏耐力＝終局耐力とする二次勾配をゼロとする復元力特性のモデル化では、橋脚の変位応答を過小評価することを別途確かめている。免震支承には、バイリニアせん断バネモデルを用いた。免震支承の二次剛性は、振動台実験に先だって実施した特性試験結果の降伏荷重( $Q_d$ )と、①最大変位点を結んだ剛性、②最大荷重点を結んだ剛性、および③荷重変位最大点を結んだ3つの方法によって評価した。一次、二次剛性の比は、6.5:1とした。

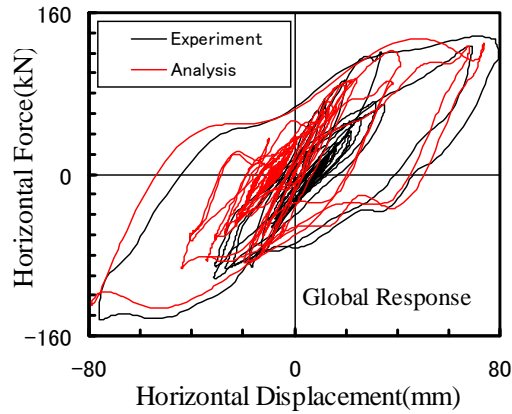
さらに免震支承のモデル化においては、支承の回転の影響も考慮した。これは、加振実験中の免震支承と桁の動きに着目していると、免震支承が大きくせん断変形した時に免震支承の上部鋼板の傾きが観察されたためである。この回転運動は、上部工重量重心位置と免震支承の上端間の距離が大きく、桁の水平移動に伴って免震支承の上端に付加モーメントが作用するために生じているものと考えられた。

上部構造による免震支承に作用する回転の影響は、図-2.4.14のように免震支承の回転剛性を取り入れたようなモデル化で表現することを考えた。この場合、上部構造重心位置と免震支承上端までの距離が一定でかつ免震支承の回転剛性が一定である場合は、次式のように水平せん断バネに簡略化することが可能である。

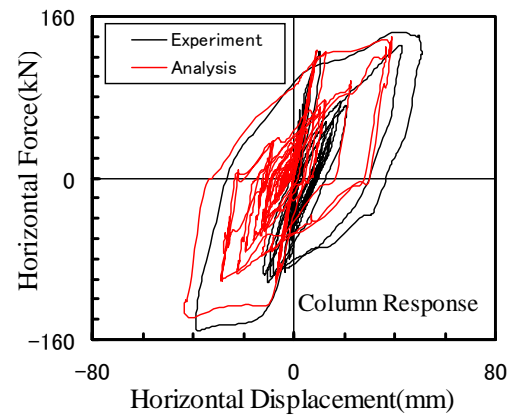
$$K_{b1}' = \frac{K_{b1} \cdot K_{bR} / L}{K_{b1} + K_{bR} / L} \quad (2.4.2)$$

$$K_{b2}' = \frac{K_{b2} \cdot K_{bR} / L}{K_{b2} + K_{bR} / L} \quad (2.4.3)$$

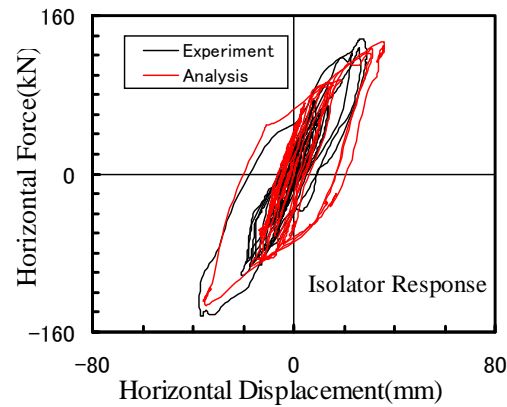
$$K_{bR} = C_M \cdot G \cdot \frac{a^5 \cdot b}{ne \cdot te} \quad (2.4.4)$$



(a) 免震支承上端位置（全体系）



(b) 橋脚模型上端位置（橋脚模型部材）



(c) 免震支承

図-2.4.15 実験結果と解析値の比較

ここに、 $K_{bl}'$ ：免震支承の1次剛性（回転剛性考慮有）、 $K_{bl}$ ：免震支承の1次剛性（回転剛性考慮無）、 $K_{b2}'$ ：免震支承の2次剛性（回転剛性考慮有）、 $K_{b2}$ ：免震支承の2次剛性（回転剛性考慮無）、 $K_{bR}$ ：免震支承の回転剛性<sup>20)</sup>、 $L$ ：上部構造－支承連結部ピン位置から－免震支承の回転中心までの

距離、 $C_M$ ： $b/a$  より定まる変数 ( $b/a=1$  のとき  $C_M=0.01157$ )、 $G$ ：せん断弾性係数、 $a, b$ ：免震支承の回転軸方向、直角方向寸法、 $t_e, n_e$ ：ゴムの一層あたりの層厚、層数、である。

減衰については **Reyleigh** 型減衰を与えた。なお、各部の減衰定数は、各々履歴減衰を別途考慮することから、免震支承で 0%、橋脚模型で 2%としている。時刻歴応答計算は **Newmark  $\beta$**  法を用いた。なお、実験の計測記録は 1/200sec であることから、解析の精度を高めるため計算間隔は 1/2000sec とした。

図-2.4.15 には、3 ケースの免震支承のモデルのうち、最も良い一致を示した荷重変位最大点によりモデル化を行ったケースの計算結果を示す。図-2.4.15 では、免震支承上端位置および橋脚模型上端位置における水平慣性力－水平変位関係、さらに免震支承の水平慣性力－水平相対変位関係における実験結果と解析結果の比較結果を示す。図-2.4.15(c)により免震支承の水平慣性力－水平相対変位関係に着目した場合、最外縁部ループの形状はやや実験結果のそれより大きいものの最大応答値については一致度が高い。免震橋梁の実務設計では免震橋梁の最大応答の再現性が重要であるが、本手法つまり実務的に用いられている免震橋梁のモデル化手法によって免震橋梁の最大応答を解析的に求めることが可能であることがわかる。最外縁ループ以外のループにおいては実験結果の剛性は解析によって得られた剛性と比べてやや小さい傾向にある。本実験では免震支承の最大変位時のせん断ひずみは約 50%程度であった。せん断ひずみが 50%程度を境として L R B の復元力特性は変化することが知られており<sup>2 1)</sup>、剛性の違いはその影響によるものと考えられる。最大応答以降の免震橋梁の地震時挙動を解析に追求することは実務設計的には重要でないが、免震橋梁の地震時挙動の解析的な追求といった観点からはこのような剛性の違いによる地震時挙動の一致度の差は無視出来ない。このような低ひずみ領域の免震支承の復元力特性のモデル化の精度を向上させることが出来れば、さらに実験結果と解析結果の一致度が向上するものと考えられる。図-2.4.15(b)により橋脚模型上端位置における水平慣性力－水平変位関係に着目した場合、やはり最外縁以外のループについては、実験結果と解析結果の整合性が悪いが、最外縁ループの形状は実験結果と解析結果とは良く一致していることがわかる。以上のことから、2 自由度の単純な質点－せん断バネ系モデルであっても、免震支承を有する橋脚模型の振動台実験結果の最大応答を解析的に追跡できることが示された。

## 2. 4. 5 等価非線形 1 自由度系モデルによる実験結果の検証

実験結果の考察から得られたように、免震橋梁模型といった橋梁システムのなかで免震支承と橋脚に塑性化が進行するつまり複数箇所での塑性化が進行する場合においても、ほぼ 1 次モードが卓越する地震時応答をすることが得られている。このことから、等価 1 自由度系モデルを用いた解析はより簡易的なモデルによって地震時応答を追跡出来るかに着目した検討を行うために実施した。したがって等価 1 自由度系への縮約手法を検討することによって、1 自由度系に基づく現状の設計体系のなかで、2 自由度モデルを用いた動的解析を行うことなくより免震橋梁の動的特性を設計に反

映することが可能となると考えられる。

ここでは、式 (2.4.5) ～ (2.4.9) に示される等価 1 自由度モデルを用いて免震支承上端での水平慣性力ー水平変位関係に着目した検討を行った。式 (2.4.5) ～ (2.4.9) のモデル化は、以下の仮定に基づき導かれている。

等価 1 自由度モデルの等価 1 次剛性は、免震橋梁模型の等価周期と一致するようにした。等価 1 自由度系モデルの等価減衰定数は、免震支承が橋脚模型降伏相当の耐力を発現するまで変形した場合における免震支承の等価減衰定数と橋脚の減衰定数とをひずみエネルギー比例型で合成させた減衰定数を用いている。ここでは、式 (2.4.7) に示すように橋脚と免震支承の剛性に比例させて等価減衰定数として算出することを試みた。このとき、合成させる場合の橋脚と免震支承の剛性は時々刻々と変化するため一義的に決定することは非常に困難であるが、等価固有周期を算定するときには橋脚の降伏剛性と免震支承の等価剛性を用いることから、それにならい橋脚の降伏剛性および免震支承の等価剛性を用いることによって等価減衰定数を算定することとした。

等価 1 自由度モデルの復元力特性は最大点指向型完全バイリニア武田モデルとした。等価 1 次剛性および等価減衰定数は以下の算定式にしたがって算出した。なお二次剛性はゼロとした。なお、等価 1 自由度モデルの等価質量は、上部構造重量、橋脚重量、免震支承の等価剛性、および橋脚の降伏剛性をもつ線形 2 自由度系の 1 次振動モードにおける等価重量としている。

$$T_{geq} = 2\pi \sqrt{\frac{W_u}{g \cdot K_{beq}} + \frac{W}{g \cdot K_{p1}}} \quad (2.4.5)$$

$$\frac{1}{K_{g1}} = \frac{1}{K_{beq}(1 + W_p/W_u)} + \frac{1}{K_{p1}} \quad (2.4.6)$$

$$K_{beq} = \frac{K_{b2} \cdot P_{py} \cdot (W_u/W)}{P_{py} \cdot (W_u/W) + P_{by} \cdot (K_{b2} - K_{b1})/K_{b1}} \quad (2.4.7)$$

$$h_{geq} = \frac{K_{p1} \cdot h_{beq} + K_{beq} \cdot (W/W_u)^2 \cdot h_p}{K_{p1} + K_{beq} \cdot (W/W_u)^2} \quad (2.4.8)$$

$$h_{beq} = \frac{2 \cdot Q_d \cdot (u_{beq} + Q_d/(K_{b2} - K_{b1}))}{\pi \cdot u_{beq} \cdot (Q_d + u_{beq} \cdot K_{b2})} \quad (2.4.9)$$

ここに、 $K_{g1}$ ：等価 1 自由度モデルの降伏剛性、 $K_{p1}$ ：橋脚模型の降伏剛性、 $K_{beq}$ ：橋脚模型降伏耐力相当時の免震支承の割線剛性、 $W_u$ ：上部構造重量、 $W_p$ ：橋脚模型梁部重量+1/2 橋脚模型柱部重量、 $P_y$ ：橋脚模型の降伏耐力、 $P_{by}$ ：免震支承の降伏強度、 $h_{geq}$ ：等価 1 自由度系の等価減衰定数、 $h_{beq}$ ：橋脚模型降伏相当時の免震支承の等価減衰定数、 $h_p$ ：橋脚の減衰定数 ( $h_p=0.02$  を仮定)、 $Q_d$ ：免震支承の降伏荷重、 $u_{beq}$ ：橋脚模型降伏時の免震支承の変位、である。

なお、式 (2.4.5) ～ (2.4.9) は橋脚の復元力骨格曲線の二次勾配をゼロとした場合を想定して求められている。橋脚モデルの降伏耐力の設定には、初降伏耐力、降伏耐力（終局耐力）を用いる方法があるが、ここでは橋脚の応答塑性量が橋脚のじん性能に比較して小さかったことを考慮して、応答塑性量に応じた降伏耐力の設定を行った。すなわち、実験結果より最大応答変位および最小応答変位の絶対平均変位を求め、別途解析的に求めた橋脚の荷重-変位骨格曲線関係を用いて、その絶対平均変位に対応する耐力を降伏耐力として与えた。

図-2.4.16 に免震支承上端における水平慣性力-水平変位の関係を示す。本手法により等価 1 自由度系に簡略化したモデルを用いた場合、全体系の塑性量が実験結果と比較して小さくなる計算結果となった。しかしながら、最大ループにおける剛性についてはよく表現出来ていることがわかる。また別途全体系システムが降伏する以前の変位時刻歴波形は、よく一致する事が確認されている。このことより、等価 1 自由度モデルの 1 次剛性の与え方はほぼ妥当であると考えられる。したがって、最大応答が違う原因としては等価減衰定数の与え方がやや過大ではないかと考察された。式

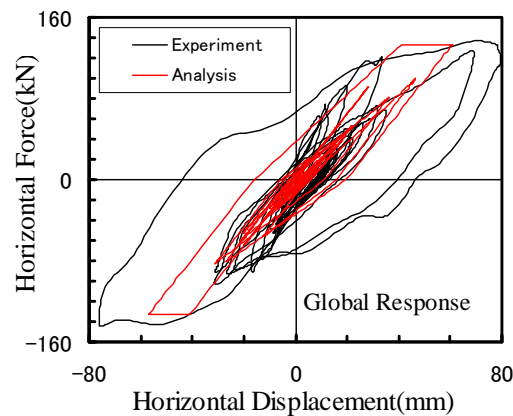


図-2.4.16 等価 1 自由度モデルによる解析結果と実験結果  
(等価減衰定数を式 (2.4.8) より算出される値とした場合)

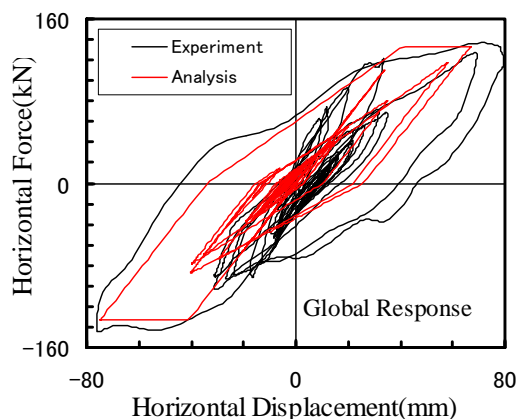


図-2.4.17 等価 1 自由度モデルによる解析結果と実験結果  
(等価減衰定数を式 (2.4.10) に従って算出した場合)

(2.4.8) では等価減衰定数を算定する場合に、時々刻々と変化する橋脚と免震支承の剛性を、橋脚の降伏剛性と免震支承の等価剛性を用いて表現することを試みている。しかしながら、橋脚が塑性変形し剛性が低下した場合は、橋梁システム全体系の減衰定数も低下することが容易に考察される。

図-2.4.17 には、式 (2.4.8) によって得られる等価 1 自由度系の等価減衰定数を 1/2 に低減して計算した結果を示す。これは、図-2.4.9 の考察において示したように、加振終了時の全体系の等価減衰定数は加振前より低下していることから、橋脚模型が降伏した後は等価減衰定数を小さく評価した方が応答波形をより表現できると考えたためである。本来なら、橋脚模型の塑性応答量に応じて減衰定数を変化させるべきであるが、ここでは単純に橋脚の塑性応答量の大小に関わらず等価減衰定数を低減させた計算を行った。なお、式 (2.4.8) を用いて計算された等価減衰定数は 16.8%、等価減衰定数を 1/2 に低減した場合は 8.9% である。ちなみに、式 (2.4.8) の橋脚模型の降伏剛性 ( $K_{pl}$ ) に橋脚模型最大変形時の割線剛性を代入して計算される等価減衰定数は 8.9% であった。すなわち、式 (2.4.10) より算出される等価減衰定数と程良く一致する。

$$h_{geq} = \frac{K_{peq} \cdot h_{beq} + K_{beq} \cdot (W/W_u)^2 \cdot h_p}{K_{peq} + K_{beq} \cdot (W/W_u)^2} \quad (2.4.10)$$

ここに、 $K_{peq}$ ：橋脚最大応答塑性時の割線剛性である。

図-2.4.17 の計算結果は、負側変位最大付近は実験結果とよく一致し、正側変位最大付近はやや計算値が実験結果より小さいものの図-2.4.16 と比較した場合一致度は格段に向上している。

本実験結果では式 (2.4.8) によって得られる橋脚の降伏剛性および免震支承の等価剛性を用いて算出される等価減衰定数の 1/2 を用いた等価 1 自由度モデルによる動的解析によって実験結果を概ね追跡できることがわかった。また、この場合の等価減衰定数は、式 (2.4.10) によって得られる橋脚の最大塑性時の割線剛性および免震支承の等価剛性を用いて算出される等価減衰定数に一致することもわかった。

このように、橋梁システムとして免震支承および橋脚の両者に塑性化が進行する場合であっても、適切な等価 1 自由度系にモデル化することによってシステムとしての最大応答といったの地震時挙動を概ね再現できることが示された。この場合、免震橋梁の等価減衰定数は、現行の設計に用いられているように橋脚の降伏剛性を用いて剛性比例型減衰法により橋梁全体系の減衰定数を求めるのではなく、橋脚の最大変位時の割線剛性すなわち等価剛性を用いると良い一致を見ることがわかった。このことは、前節において全体系減衰定数の考え方を用いると、現象をよく説明できることを改めて示したことになる。

## 2. 4. 6 結言

橋梁システムとして、免震支承および橋脚の両者に塑性化が進行する地震応答特性を検討するために、振動台実験および実験結果と解析結果の比較を行った。本研究によって得られた知見を以下に示す。

- ①振動台実験結果より、免震支承および橋脚模型の両者に塑性化が進行する場合においても橋梁システム全体系はほぼ1次モードが卓越する地震応答特性を示す。
- ②等価減衰定数の時刻歴波形より、主要動の後で等価減衰定数の値が低下する傾向にあった。これは、橋脚模型の損傷による剛性低下によるものと考えられる。
- ③橋脚模型が降伏するまでは、橋梁システム全体系の履歴吸収エネルギーはほぼ免震支承により吸収されているが、橋脚模型が降伏した後は、橋脚模型により吸収される量が多くなる。
- ④免震支承にバイリニアモデル、橋脚模型に武田モデルを用いた2質点-2バネ系の2自由度モデルによる動的解析は、最大応答といった実験結果をよく再現できる。この際、免震支承においては、荷重変位最大点によってモデル化を行うと一致度がよい。
- ① 橋梁システムとして免震支承および橋脚の両者に塑性化が進行する場合であっても、前節で示した全体形減衰定数すなわち橋脚最大塑性時の割線剛性および免震支承の等価剛性とを用いて剛性比例型で算定した等価減衰定数を用いた非線形等価1自由度系にモデル化することによって、最大応答変位を精度よく評価することができることが明らかとなった。



## 2. 5 まとめ

第2章では、激震動下において免震支承と橋脚とに塑性化が生じる場合における免震橋梁の地震時挙動について検討を行った。このように橋梁の複数箇所塑性化が生じる場合は、橋脚の剛性が小さくなり免震支承の剛性と近似することから、橋梁全体系として複雑な挙動を示すことが想定される。そこで、本研究では、数値計算的手法および振動台を用いた実験的手法により地震応答特性について検討を行った。本研究によって得られた知見を以下に示す。

- ① 激震動下における免震支承と橋脚に塑性化が生じる免震橋梁の地震応答特性の評価を行った。  
まず、広範囲なパラメータ設定による2自由度系の時刻歴応答解析結果によれば、免震支承の剛性が橋脚の剛性に比較して大きい場合や、地震時水平力分散構造用ゴム支承を用いた場合は、非免震橋梁よりも橋脚の応答塑性率が大きくなる場合があることが明らかとなった。
- ② これは、免震橋梁では、免震支承による構造系の長周期化や構造系の減衰性の向上が期待されるが、橋脚も塑性化することを期待する場合は、免震支承が介在することによりみかけの構造系の降伏変位が大きくなることから橋梁全体系のじん性が低下すること、免震支承による構造系の減衰性向上率が橋脚の塑性化による剛性低下によって小さくなるためであることが明らかとなった。これについては、非線形等価1自由度系モデルによる動的解析、またエネルギー一定則を用いた静的解析により検証を行った。
- ③ 大規模免震橋梁供試体を用いた振動台実験による実験結果により、現行の道路橋のように橋桁の変位を制限するために建築構造に比較して剛性の高い免震支承を採用した免震橋梁では、橋脚が降伏するまではエネルギー吸収が免震支承で確実になされるが、橋脚が一度降伏するとほとんどのエネルギー吸収が橋脚によってなされることが判明した。
- ④ しかしながら、免震支承と橋脚とに塑性化が生じる複雑な構造系であっても、橋梁全体系の応答は全体系塑性率や全体系減衰定数の概念を用いた等価な1自由度系モデルを用いて評価できることを明らかにした。

## 【第2章の参考文献】

- 1) 建設省土木研究所：「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」、1992.10
- 2) 日本道路協会：「道路橋示方書V編耐震設計編」、1996.12
- 3) R. L. Mayes, I. G. Buckle, T. E. Kelly, and L. R. Jones: “AASHTO Seismic Isolation Design Requirements for Highway Bridges”, Journal of Structural Engineering, Vol.118 No. 1, ASCE, 1991.1
- 4) 林亜紀夫、成田信之、前田研一：「免震橋梁の設計手法における計算精度の向上に関する考察」、構造工学論文集 Vol.43A、1997.3
- 5) 高橋光紀、運上茂樹：「支承と橋脚に塑性化が生じる場合の橋の地震応答特性」、第52回土木学会年次学術講演会概要集、1997.9
- 6) 謝嬋娟、山下幹夫：「免震橋梁の大規模地震時の等価水平震度設定に関する一提案」、第52回土木学会年次学術講演会概要集、1997.9
- 7) 庄司学、川島一彦、飯山かほり：「橋梁の免震設計に用いる支承の降伏強度および等価固有周期の設定」、第24回地震工学研究発表会講演論文集、1997.7
- 8) 板橋美保、川島一彦、庄司学：「橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響」、土木学会論文集、1999.4
- 9) 山本一敏、後藤僚一、高島博幸：「反力分散支承橋脚系の非線形応答スペクトル」、土木学会第53回年次学術講演会概要集、1998.10
- 10) 家村浩和、山田善一、伊津野和行、南莊淳、野村武司、渡辺典男：「強震下における免震橋のサブストラクチャーハイブリッド実験」、第22回地震工学研究発表会講演論文集、1993.5
- 11) 山田善一、家村浩和、ウィリアムタンゾー、鶴野禎史、中村鎮雄：「ハイブリッド地震応答載荷実験手法による高減衰ゴム支承の免震効果」、構造工学論文集、Vol.37A、1991.3
- 12) 伊津野和之、ウィリアムタンゾー、家村浩和、山田善一：免震支承の付加によって補強された鉄筋コンクリート橋脚の地震時挙動、構造工学論文集、Vol.40A、1994.3
- 13) 中島大輔、宇佐美勉、金田一智章：「免震支承を有する構成橋脚のハイブリッド地震応答実験」、第25回地震工学研究発表会論文集、1999.7
- 14) 堀江佳平、小林寛、佐々木伸幸：「阪神大震災における免震橋の地震応答」、第21回日本道路会議論文集、1995.11
- 15) 林亜紀夫、島田武、三田村浩、山口登美男：「これまでの強震記録による温根沼大橋（免震橋）の挙動」、土木学会第53回年次学術講演会論文集、1998.10
- 16) Masato ABE, Yozo FUJINO, Junji YOSHIDA: “Dynamic Behavior and Seismic Performance of Base-Isolated Bridges in Observed Seismic Records”, Proc. of 12th World Conference of Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000.2
- 17) 大住道生、運上茂樹：「実測記録に基づく免震橋梁の地震応答解析」、第25回地震工学研究発表会講演論文集、1999.7
- 18) Veletsos, A.S. and Newmark, N.M.: Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. of the 2nd WCEE, 1960

- 1 9) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する参考資料、平成 9 年 3 月
- 2 0) Charles Rejcha: "Design of Elastmeric Bearings", PCI Journal, Oct. 1984
- 2 1) LRB 技術研究会：「鉛プラグ入り積層ゴム新特性式」、1996.6

## 第3章 激震動下における免震橋梁構造の応答評価と等価線形化法の適用

---

### 3. 1 概要

震度法に基づく許容応力度設計法から構成されてきた耐震設計では力を基本とした体系化がなされている。これは、「耐震設計」という語句の表記にも表れるように、基本的に地震力に“耐える”＝“強い”という発想からきているものと考えられる。しかしながら、兵庫県南部地震等の既往の地震被災教訓から、“強さ”ではなく“粘り”に期待した地震に対する設計法が重要であることが認識された。しかしながら、変形性能を地震に対する性能評価に取り入れた平成2年および平成8年道路橋示方書<sup>1)</sup>においても、力を基本とした体系化がなされている。一方諸外国においては、構造物の変形性能に期待した設計においてより変形性能を表現しやすい変形もしくは変位を基本とした設計体系の構築が検討されはじめている<sup>2)・3)</sup>。また、構造物の設計において性能を基盤とした構造物の設計法の構築が進められている。性能を基盤とした設計法では、構造物に要求する性能を規定するだけでなく、構造物の限界状態を把握しさらに構造物の応答が限界状態以前の状態であることを精度よく推定することが重要である。一般に限界状態は塑性状態との関係で表現されるため、変位を基本とした設計法がより性能を忠実に評価できる設計法であると考えられるようになった。このような背景のもと、性能を基盤とした設計法の構築には、より限界状態を忠実に表現できる変位を基本とした設計法の構築が不可欠と認識されるようになった。

一般に構造物の変形性能は、プッシュオーバー解析に基づき評価される場合が多い。構造物の地震応答変位については、エネルギー一定則、変位一定則に基づいた推定が行われる場合が多い。しかしながら、両推定法は固有周期に依存する地震応答特性を十分評価できないことが指摘されている。一方、等価線形化法は、変形を照査指標とすることが容易な設計法であり、かつ固有周期に依存する地震応答特性を評価することが可能な設計法である。しかしながら、内陸直下型地震のように繰返し回数が少なく強度が大きい地震動に対する等価線形化法の適用性に関する研究は少ない。さらに、変位を性能照査指標とする変位ベース設計法として等価線形化法に着目し、内陸直下型地震のような特性を有する地震動を含めた大規模地震動に対する等価線形化法の免震橋梁への適用性に関する研究事例は少ない。

一方、免震橋梁は、地震時慣性力を支持する橋脚へ分散する機能、免震支承による構造系の長周期化機能、さらに免震支承による橋梁システムへの減衰効果によって橋梁全体システムに作用す

る地震力を低減させる。ゴム支承を有する地震時水平力分散構造を有する橋梁は、地震時慣性力を支持する橋脚へ分散する機能、およびゴム支承による構造系の長周期化によって橋梁全体システムに作用する地震力を低減させる機能を有する。兵庫県南部地震以降、内陸直下型地震のように強度が非常に強い地震動に対する道路橋の耐震設計法の一つの手法として、これら免震支承や地震時水平力分散支承を用いた道路橋の設計が多く用いられるようになった。特に、免震橋梁としての構造上の制約が基準上少ない地震時水平力分散支承を用いた道路橋の採用が進んでいる。

ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋梁は、橋脚が弾性応答をする場合は一般に線形2自由度系の力学モデルを用いて設計が行われる。激震動下においては、当然橋脚の塑性化が生じることが想定されるため、橋脚の非線形挙動を考慮した設計を行わなくてはならない。しかしながら、ゴム支承の減衰特性の影響、ゴム支承の応答と橋脚の非線形応答との相互作用により、従来の道路橋示方書に示される地震時保有水平耐力法で用いられる非線形応答評価、すなわち1自由度系モデルに橋脚系の塑性率を用いたエネルギー一定則を用いた非線形応答評価の精度が低下する可能性があることが指摘されてきている。このような背景の下、ゴム支承の減衰特性の影響を設計の中に取り込むとともに、ゴム支承の応答と橋脚の非線形応答との相互作用を評価しかつ精度よい非線形応答特性を評価する設計法の開発が必要とされている。

このような観点から、免震橋梁のなかでも設計法としての応答推定法の整備が急がれているゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋梁の非線形地震応答特性を明らかにし、非線形応答評価法として、構造物の限界状態と密接な関係にある変位を解析のパラメータとする等価線形化法の適用性について検討する。さらにゴム支承と橋脚間の非線形性の進行による位相差や減衰力によって生じるゴム支承に作用する力が橋脚耐力より大きくなる現象すなわち動的応答効果を考え、その動的応答係数を推定に持ち込むことによって各部材の応答を推定する方法を提案した。それに基づいたゴム支承を用いた地震時水平力分散橋梁の地震時応答に対する等価線形化法による応答推定法の適用性について検討を行ったものである。

### 3. 2 既往の研究

等価線形化法は、計算機が未発達時代に簡易に非線形応答を評価する手法として研究が行われた。現在では、各研究者によって多くの等価線形化モデルが提案されている。代表的な等価線形化法を示すと以下のようになる。

#### (1)Dynamic Stiffness 法 (Caughey の手法) <sup>4)</sup>

非線形系と等価線形系の応答に対して、弾塑性系の復元力と等価線形系の誤差の二乗平均が最小化されるよう等価剛性および等価減衰定数を設定する方法である。標準バイリニア型の復元力特性を有する場合は、解析的に等価剛性および等価減衰定数の設定法が求められる。

#### (2)Geometrical Stiffness 法 (Jacobsen の手法) <sup>5)</sup>

最大変位点剛性を用いて等価剛性を算出し、エネルギーの釣合いにより等価減衰定数を算出する方法である。幾何学的な関係から簡易的に等価線形化に要する係数が算出できるため広く用いられている。また、最大変位点剛性ではなく 70% 程度の有効変位を用いて等価剛性および等価減衰定数が設定される場合もある。

#### (3)Substitute 法 (Gulkan の手法) <sup>6)</sup>

等価剛性については最大変位点剛性を用い、等価減衰定数については非線形系の地震入力エネルギーと線形系の吸収エネルギーが同一となるよう等価減衰定数を設定する手法である。Gulkan らは、振動台実験で得られた結果と比較した結果に基づき、Takeda モデルの等価減衰定数の設定法を示した。

計算機の発達した現代においては、地震動の個別特性を排した一般的な応答を簡便に評価する手法として位置付けられる。応答スペクトル法を用いた等価線形化法の収束計算は、一般に簡便にできることから、等価線形化法に収束計算を導入した設計法を、性能を基盤とした構造物の設計法として取り込む研究がアメリカを中心として行われている。性能を基盤とした設計法では、構造物に要求する性能すなわち限界状態を規定するだけでなく、構造物の応答が限界状態以前の状態であることを精度良く推定することが重要である。このことから、変位を設計照査の基本とする考えが、ロマブリエタ地震直後に Mohele<sup>7)</sup>によって示された。さらに、Priestly ら<sup>8)</sup>は同様な観点から、Shibata et al により提案された Substitute 法による等価線形化法<sup>9)</sup>を基本とし、さらに応答変位に対する収束計算を実施することによって応答推定精度をさらに高度化させたいわゆる「変形性能に着目した変位ベース設計法(Displacement-Based Design)」を提案している。なおここで示す等価線形化法とは、非線形要素を等価線形化し、1 次モード応答スペクトル法により得られる応答変位と等価線形化する際に仮定した変位とが収束するまで繰り返し計算する手法である。1 自由度系に対する体系的な等価線形化法の適用性については、Kowalsky ら<sup>10)</sup>が行っている、さらに Mahin ら<sup>11)</sup>は変位ベース設計法を 2 自由度系構造物へ拡張し、橋脚が弾性挙動をする場合に限定して免震橋梁への適用性について論じている。

しかしながら、激震動、得に兵庫県南部地震のように内陸直下型地震動を受ける構造物の地震応答推定に対する等価線形化法の適用性についてはまだ論じられていない。さらに、激震動下において、ゴム支承を用いた地震時水平力分散橋梁や免震橋梁のように橋脚と支承の剛性差や部材の減衰特性の差が大きい構造物に対する等価線形化法の適用性については、まだ詳細には論じられていないのが現状である。

川島ら<sup>12)</sup>は、ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する道路橋に対して、橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いに着目した荷重低減係数および変位増幅係数に関する動的解析を実施し、全体系塑性率と変位一定則を用いた非線形応答評価法がより精度のよい応答推定が行えることを示した。山本ら<sup>13)</sup>は、ゴム支承を用いた地震時水平力分散橋梁の地震挙動の評価においては、2次モードの影響、エネルギー一定則の精度、ゴム支承の減衰特性が小さいことなどを考慮しなければならないことを指摘し、ゴム支承を用いた地震時水平力分散橋梁の設計に適用する非線形応答変位スペクトルを提案している。

本研究では、このような研究背景のもと、激震動を受けるゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋梁を対象として、その応答評価に対する変位を性能照査指標とする変位ベース設計法すなわち等価線形化法の適用性を検討したものである。なお、ここで取り扱う等価線形化法については、繰返し収束計算を行うことによって応答評価を行う等価線形化法を指している。従来の等価線形化法の適用性については一般に最大応答が既知の場合での適用性を論じているが、設計法への適用にあたっては最大応答そのものが未知数であることから、最大応答を未知数とし繰返し収束計算を行う等価線形化法の適用性について評価するものである。

### 3. 3 激震動下における構造物の応答評価への等価線形化法の適用性と推定精度の向上

#### 3. 3. 1 緒言

1自由度系構造物に対する等価線形化法の適用性に関する検討は、非線形動的解析法の簡便法としての適用性について Shibata ら<sup>9)</sup> が、また劣化型履歴構造物への適用性について家村ら<sup>14)</sup> が研究を行っている。近年兵庫県南部地震の発生により、内陸直下型地震に対する関心が高まっているが、内陸直下型地震に特有の強度が強く繰り返し回数が少ない特性を有する特性を有する地震動に対する等価線形化法の適用性を検証した事例は少ない。そこで、繰り返し回数が多く強度の強いプレート境界型地震および繰り返し回数が少なく強度がさらに強い内陸直下型地震に着目し、これらの特性を有する地震動に対する等価線形化法の適用性について検討を行った。ここでは、非線形要素を用いた時刻歴応答解析解と等価線形化された線形要素を用いた時刻歴応答解析解とを比較することにより、等価線形化法の適用性および精度を検討した。

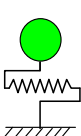
なお、ここで取り扱う等価線形化法については、繰り返し収束計算を行うことによって応答評価を行う等価線形化法を指している。従来の等価線形化法の適用性については一般に最大応答が既知の場合での適用性を論じているが、設計法への適用にあたっては最大応答そのものが未知数であることから、最大応答を未知数とし繰り返し収束計算を行う等価線形化法の適用性について評価するものである。

#### 3. 3. 2 解析条件および解析モデル

表-3.3.1に解析条件および解析モデルを示す。解析モデルは1質点1バネ系の1自由度系モデルを用いた。系の固有周期は橋梁の一般的な固有周期帯に着目し0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0秒とした。

非線形時刻歴動的解析においては、塑性率が $\mu=2, 4, 6, 8$ となるよう系の降伏強度を設定した。系の復元力特性は、鉄筋コンクリート橋脚を想定したTakedaモデル<sup>15)</sup>、コンクリートを充填した鋼製橋脚を想定したBi-linearモデルを用いた。なお、Takedaモデルの除荷剛性に係る係数は、既往の実験結果との整合がよりよいと指摘されている0.5<sup>16)</sup>を用いた。粘性減衰定数は、Takedaモデルでは鉄

表-3.3.1 1自由度系構造物の地震応答解析条件および解析モデル

解析モデル	計算条件		非線形解析		等価線形解析	
	目標とする塑性率		$\mu_p=2, 4, 6, 8$		—	
	系の降伏時固有周期		$T_y=0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0 \text{ sec}$		等価剛性	
	履歴モデル	Takedaモデル	Bi-linearモデル	Linearモデル		
	減衰定数	$h=2\%$	$h=1\%$	等価減衰		
	二次剛性比	0%	5%			
	入力地震動		道路橋示方書Ⅴ耐震設計編標準スペクトル適合波 タイプⅠ地震動適合波9波(地盤3種別ごと3波) タイプⅡ地震動適合波9波(地盤3種別ごと3波)			



筋コンクリート橋脚を想定していることから0.02、Bi-linearモデルではコンクリートを充填した鋼製橋脚を想定していることから一般的に鋼製構造物で用いられている0.01を用いた。

等価線形化解析においては、後述する等価剛性および等価減衰を有する1自由度振動系に対して時刻歴応答解析を実施した。等価線形化法を用いる場合、仮定した非線形変位と、仮定した非線形変位に基づいて時刻歴応答解析により算定される応答変位とが一致するまで収束計算をおこなうことになる。本研究では、下記の収束規範を設けて収束性を判定した。なお、本研究で行う等価線形化法の計算は全て式(3.3.1)に示す収束判定規範を用いている。

$$\frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{\delta_i} < 0.01 \quad (3.3.1)$$

ここに、 $\delta_i$ ：収束計算  $i$  回目で得られる変位、 $\delta_{i-1}$ ：収束計算  $i-1$  回目で得られる変位、である。

地震波は、地震動タイプに着目するとともに地盤種別による影響について検討を行うため、道路橋示方書V耐震設計編に示される地震時保有水平耐力法に用いる標準加速度応答スペクトルに適合するよう振幅調整した人工波（以下「標準波」と略す。）18波<sup>17)</sup>を用いた。なお標準波18波は、地震動タイプ2種類、地盤種別3種類に対応して各3波から構成されている。

### 3. 3. 3 等価剛性および等価減衰定数の設定

等価線形化解析では、等価剛性および等価減衰定数の地震波による非定常性を考慮した上で決定する必要がある。表-3.3.2に本検討において用いた等価剛性および等価減衰定数の設定法を示す。

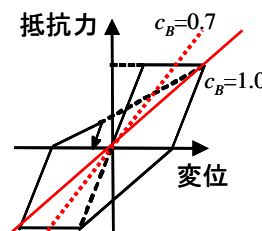
等価剛性については、変位に関する有効係数を1.0つまり最大応答に着目して設定する方法<sup>5)</sup>と、応答が正弦波的なものと考え実効値に相当する値として0.7程度の値を仮定する方法<sup>1)</sup>等が多い。ここでは、両者の手法を比較検討し最適な等価剛性の算出法を検討した。

$$k_{eq} = \frac{\{1 + \gamma_r(c_B \cdot \mu - 1)\}k_y}{c_B \cdot \mu} \quad (3.3.2)$$

ここに、 $k_{eq}$ ：等価剛性、 $\gamma_r$ ：二次剛性比、 $k_y$ ：降伏剛性、 $\mu$ ：塑性率、 $c_B$ ：塑性率に係る有効係数（1.0, 0.7）、である。

等価減衰定数については、履歴による吸収エネルギーと基準変位に対応する弾性ポテンシャルエネルギーとの関係式から算出するGeometrical Damping Method<sup>5)</sup>、非線形系が地震時に吸収するエネルギー量に着目して算出するSubstitute Damping Method<sup>6)</sup>等がある。ここでは、Substitute Damping Methodにしたがって得られる等価減衰定数が最も等価な等価減衰定数を与えるものと仮定し、

表-3.3.2 等価剛性および等価減衰定数の設定法

	等価剛性		$k_{eq} = \frac{\{1 + \gamma_r(c_B \cdot \mu - 1)\}k_y}{c_B \cdot \mu} \quad c_B = 1.0, 0.7$
	等価減衰定数	Takeda	$h_{eq} = \alpha_T h_T(c_B \mu) = \alpha_T \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{c_B \mu}} \right) = \frac{-\int_0^\infty \ddot{x}^P dt}{2\omega_{eq} \int_0^\infty (\dot{x}^E)^2 dt}$
		Bi-linear	$h_{eq} = \alpha_B h_B(c_B \mu) = \alpha_B \left( \frac{2(1 - \gamma_r)\{c_B \mu - (1 - \gamma_r + c_B \mu \gamma_r)\}}{\pi c_B \mu (1 - \gamma_r + c_B \mu \gamma_r)(1 - \gamma_r)} \right) = \frac{-\int_0^\infty \ddot{x}^P dt}{2\omega_{eq} \int_0^\infty (\dot{x}^E)^2 dt}$
<p><math>k_{eq}</math> : 等価剛性、<math>\gamma_r</math> : 二次剛性比、<math>c_B</math> : 変位の有効係数、<math>\mu</math> : 塑性率、<math>k_y</math> : 降伏剛性、<math>h_{eq}</math> : 等価減衰定数、 <math>\alpha_T</math> : 等価減衰定数補正係数(Tekedaモデル)、<math>h_T(c_B \mu)</math> : 幾何学的法によって算定される等価減衰定数(Tekedaモデル)、 <math>\omega_{eq}</math> : 等価固有振動数、<math>\ddot{x}</math> : 地動加速度、<math>\dot{x}^P</math> : 非線形系の速度、<math>\dot{x}^E</math> : 等価線形系の速度、 <math>h_B(c_B \mu)</math> : 幾何学的法によって算定される等価減衰定数(Bi-linearモデル) <math>\alpha_B</math> : 等価減衰定数補正係数(Bilinearモデル)</p>			

Geometrical Damping Methodによって得られる等価減衰定数を補正することによってより簡易な評価式を検討することとした。すなわち、等価減衰定数は以下の算定式によって算出することとした。

$$h_{eq} = h_c + \alpha \cdot h(c_B \mu) \quad (3.3.3)$$

ここに、 $h_{eq}$  : 等価減衰定数、 $h_c$  : 粘性減衰定数でTakeda型の場合0.02、Bi-linear型の場合0.01、 $h(c_B, \mu)$  : Geometrical Damping Methodに従い基本変位に対応して定常ループを仮定して求められる等価減衰定数で以下の式によって求められる。なお、Takedaモデルの場合 $h_T(c_B, \mu)$ 、Bi-linearモデルの場合 $h_B(c_B, \mu)$ と表記する。

Takeda型の場合

$$h_T(c_B \mu) = \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{c_B \mu}} \right) \quad (3.3.4)$$

Bi-linear型の場合

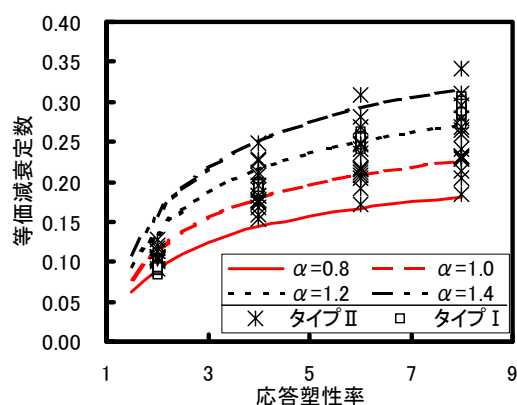
$$h_B(c_B \mu) = \frac{2(1 - \gamma_r)\{c_B \mu - (1 - \gamma_r + c_B \mu \gamma_r)\}}{\pi c_B \mu (1 - \gamma_r + c_B \mu \gamma_r)(1 - \gamma_r)} \quad (3.3.5)$$

ここに、 $\alpha$  : Substitute Damping Method を用いて算出される等価減衰定数と、Geometrical Damping Method から算出される等価減衰定数  $h(c_B, \mu)$  の補正値がほぼ等価となるように設定する係数で式(3.3.6)により求める、 $\gamma$  : 二次剛性比である。

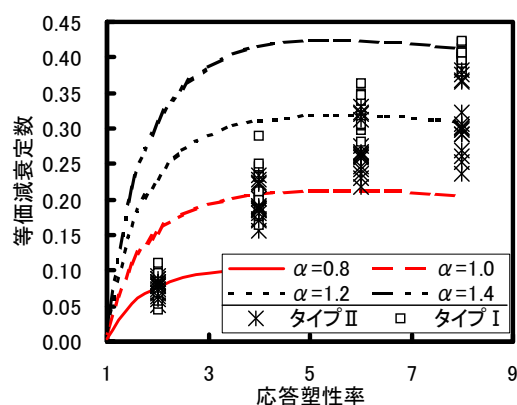
$$\alpha = \frac{-\int_0^\infty \ddot{z} \dot{x}^P dt}{2\omega_{eq} \int_0^\infty (\dot{x}^E)^2 dt} \cdot \frac{1}{h(c_B \mu)} \quad (3.3.6)$$

ここに、 $\omega_{eq}$  : 等価固有振動数、 $\ddot{z}$  : 地動加速度、 $\dot{x}^P$  : 非線形系の速度、 $\dot{x}^E$  : 等価線形系の速度、である。

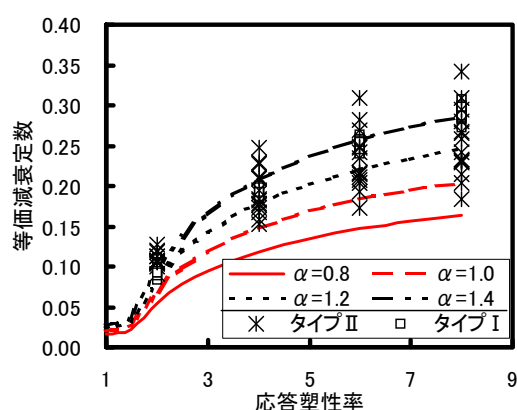
式(3.3.6)で示される補正係数 $\alpha$ を定量的に把握するため、Substitute Damping Methodを用いて得られる



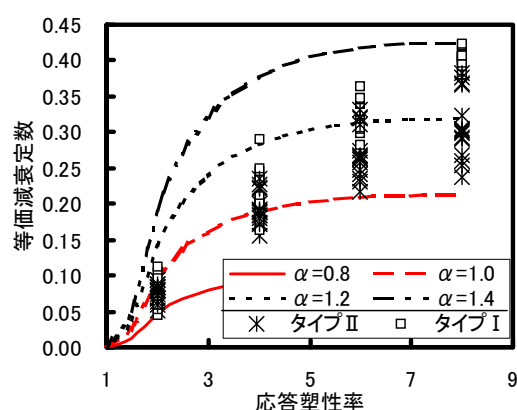
(a) 塑性率に係る有効係数 $C_B=1.0$



(a) 塑性率に係る有効係数 $C_B=1.0$



(b) 塑性率に係る有効係数 $C_B=0.7$



(b) 塑性率に係る有効係数 $C_B=0.7$

図-3.3.1 Substitute Damping Factorおよび

図-3.3.2 Substitute Damping Factorおよび

Geometrical Damping Factorの比較 (Takedaモデル)

Geometrical Damping Factorの比較 (Bi-linear モデル)

等価減衰定数と、Geometrical Damping Methodを用いて推定される等価減衰定数に任意の $\alpha$ を乗じて得られる等価減衰定数を比較した結果を図-3.3.1および図-3.3.2に示す。図-3.3.1および図-3.3.2によれば、復元力モデル、地震動タイプ、地震動種別、および塑性率に係る有効係数 $C_B$ に関わらず、両者を一致させるために設けたGeometrical Damping Method から算出される等価減衰定数に係る補正係数 $\alpha$ の値は塑性率が大きくなるに従い大きくなる傾向にある。さらに、Bi-linearモデルの場合は、Takedaモデルの場合と比較してその傾向がさらに顕著となる傾向にある。地震動タイプによる影響に着目した場合、タイプI地震動の場合はタイプII地震動の場合と比較してSubstitute Damping Methodを用いて算出される等価減衰定数のばらつきは少ない。これはタイプII地震動の場合は地震動による繰返し回数が少ないため、地震動の波の影響が等価減衰定数の変化に鋭敏に影響するためと考えられる。塑性率に係る有効係数 $C_B$ による影響に着目した場合は、得られる等価減衰定数が若干低下する傾向にある。

Takedaモデルでは、塑性率に係る有効係数 $C_B$ を1.0とした場合、タイプI地震動の場合補正係数は概ね $\alpha=0.4$ 程度であり、タイプII地震動においては地盤種別の影響がみられるものの、概ね $\alpha=0.25-0.5$ 程度の値が得られる。これらの値は、Gulkanら<sup>6)</sup>の指摘する0.2よりも大きい。Gulkanらは、振動台実験のデー

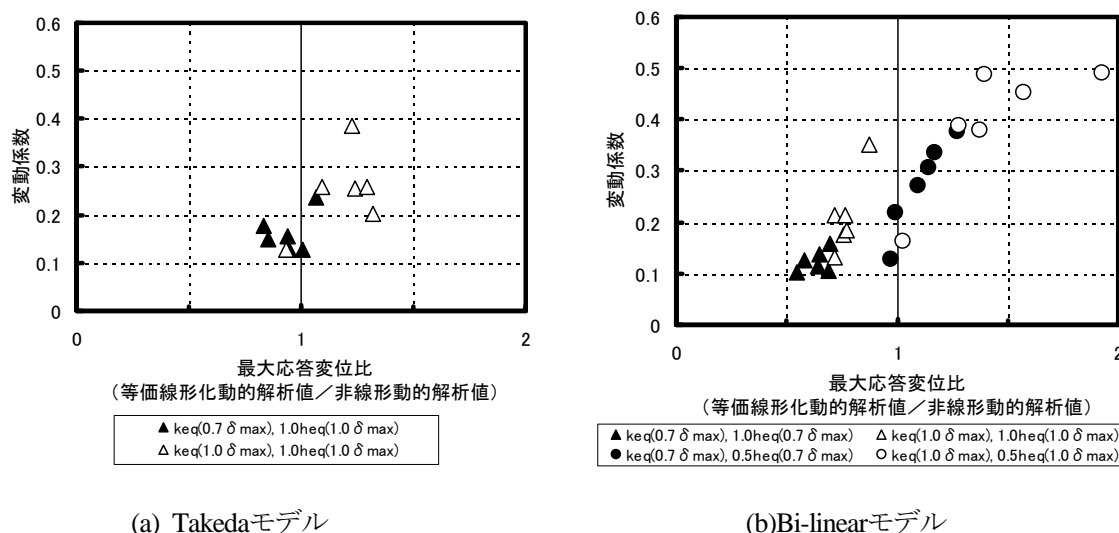


図-3.3.3 非線形モデルおよび等価線形化モデルを用いた地震応答推定変位の比較  
(地震動タイプおよび地盤種別毎の平均値と変動係数)

タを基礎としてSubstitute Dampingを算出しているのに対し本検討では動的解析の結果を基礎としていること、Galkanらは非線形系と線形系における地震動継続時間における速度の積分値が等しいと仮定しているが、本検討では等しいと仮定せず非線形系および線形系の速度の積分値をそれぞれ個別に算出したことが原因と考えられる。塑性率に係る有効係数 $C_B$ を0.7とした場合、タイプⅠ地震動では補正係数は $\alpha=1.0$ 程度であり、タイプⅡ地震動では地盤種別の影響がみられるものの概ね $\alpha=1.0-1.2$ で両者が良い一致を示す。Bi-linearモデルでは、実務上の塑性率の設計領域は塑性率が3～6程度であることを考えた場合、塑性率に係る有効係数 $C_B$ を0.7とした場合、概ね $\alpha=0.5$ 程度で下限値を与える傾向にあることがわかる。その他の傾向は、Takedaモデルの場合とほぼ同じである。

等価剛性および等価減衰定数の評価法が非線形応答変位の精度に及ぼす影響に着目したものが、図-3.3.3である。ここでは、各地震動タイプおよび地盤種別ごとの推定変位と非線形応答変位との比に関する平均値と変動係数を示す。なお、図中には3地盤種別、2地震動タイプ毎に3波平均の値を示している。すなわち、1つの等価剛性および等価減衰定数の与え方に対して、計6点を図示している。なお、図中の凡例 $k_{eq}(0.7 \delta_{max})$ とは、最大変位 ( $\delta_{max}$ ) に係る有効係数 $C_B$ を0.7として等価剛性 ( $k_{eq}$ ) を算出していることを示す。また、 $0.5h_{eq}(0.7 \delta_{max})$ とは、最大変位 ( $\delta_{max}$ ) を用いてGeometrical Damping Methodを用いて算出される等価減衰定数 ( $h_{eq}$ ) に係る有効係数を0.5として等価減衰定数を算出していることを示す。Takedaモデルの場合は、最大変位に係る有効係数 $C_B$ を0.7として等価剛性を算出し、さらにGeometrical Damping Methodを用いて算出される等価減衰定数に係る補正係数 $\alpha$ を1.0とした場合に、平均値が応答変位比が1.0近傍に散らばり、変動係数も比較的小さい値となっている。Bi-linearモデルの場合は、各推定法によって応答変位比の平均値および変動係数の散らばりが異なるが、塑性率に係る有効係数 $C_B$ を0.7として等価剛性を算出し、さらにGeometrical Damping Methodを用いて算出される等価減衰定数に係る補正係数 $\alpha$ を0.5とした場合に、比較的平均値が1.0近傍に散らばる傾向にあることがわかる。

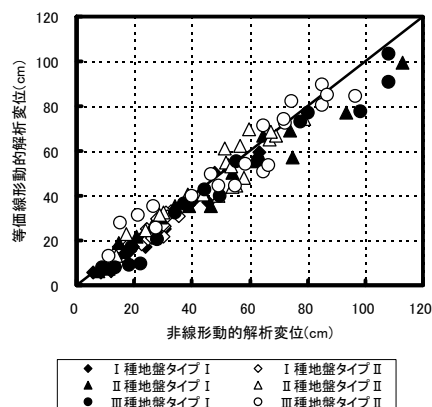
複雑な非線形地震応答を簡便な手法により推定する際に、どの程度の誤差が設計上許容されるのかについては明確な判断はないが、本検討で実施したパラメータスタディのなかでは、Takedaモデルでは、塑性率に係る有効係数 $C_B$ を0.7として等価剛性を算出し、さらにGeometrical Damping Methodを用いて算出される等価減衰定数に係る補正係数 $\alpha$ を1.0とした場合に、Bi-linearモデルでは、塑性率に係る有効係数 $C_B$ を0.7として等価剛性を算出し、さらにGeometrical Damping Methodを用いて算出される等価減衰定数に係る補正係数 $\alpha$ を0.5とした場合に、推定精度の向上が得られた。したがって、以降の解析では等価線形化の考え方は上記の考え方にしたがって算出するものとした。

### 3. 3. 4 等価線形化法による非線形地震応答変位の推定と精度の向上

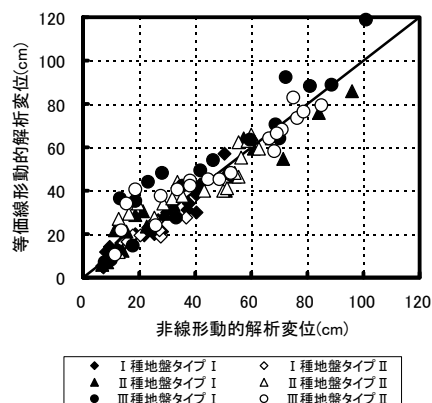
等価線形化法がエネルギー一定則および変位一定則と比較してどのような推定精度を有しているのかについて検討した結果を図-3.3.4に示す。ここでは、それぞれの推定結果と非線形時刻歴応答解析結果との関係を図示している。なお、等価線形化法による解は、等価線形モデルを用いた時刻歴応答解析により得られた結果を示す。また、エネルギー一定則の適用にあたっては、非線形動的解析により目標塑性率となるよう収束させた降伏耐力と弾性応答震度からエネルギー一定則を適用して応答変位を算出した。変位一定則の適用にあたっては、弾性応答変位と非線形動的解析によって得られた応答変位を比較した。図-3.3.5には、固有周期と推定精度の関係を示した。

図-3.3.4および図-3.3.5より、等価線形化法によって非線形時刻歴応答解析変位を推定した場合ほぼ1:1の線上付近にばらつくことがわかる。なお、応答推定変位が40cm以下の領域において、等価線形化法による推定精度が低下していることがわかる。さらに、Bi-linearモデルの場合に顕著に見られる。これは、本研究で設定する等価減衰定数の与え方が、系の応答塑性率が小さい領域では、過小評価しているためと考えられる。エネルギー一定則により応答変位を推定した場合、非線形時刻歴応答解析変位が図中5cm~40cm程度、本検討ケースの場合固有周期として1.0秒以下の場合に比較的両者はよい一致を示し、変位がそれ以上の場合には推定値はやや過大となる傾向にある。変位一定則により応答推定を行った場合、非線形時刻歴応答解析変位が5cm~40cm程度の場合には推定値がやや過小評価となる。

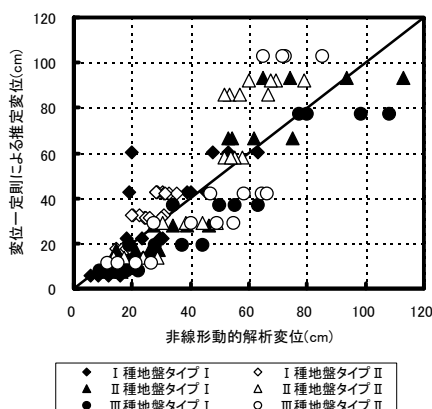
以上のことから等価線形化法による非線形時刻歴応答解析変位の推定精度を総括すれば、上述したように応答変位が小さい領域すなわち固有周期が小さい領域において精度が若干低下するものの、エネルギー一定則および変位一定則と比較して、精度のよい応答変位の推定を行うことが可能であることがわかる。従来の設計基準で非線形応答推定に多く用いられるエネルギー一定則の場合は推定値が非線形応答値を下回することは非常に少なく、設計上安全側の推定を与えるが、等価線形化法を用いた場合推定値が非線形応答を下回る場合が存在する。本来この推定誤差は、検討する振動系に対してより適切な等価剛性および等価減衰定数の設定により精度の向上が可能であると考えられる。しかしながら、設計実務においては振動系ごとに等価剛性および等価減衰定数の設定法を与えることは困難であるため、応答推定が安全側となるよう補正係数を導入する必要があると考えられる。



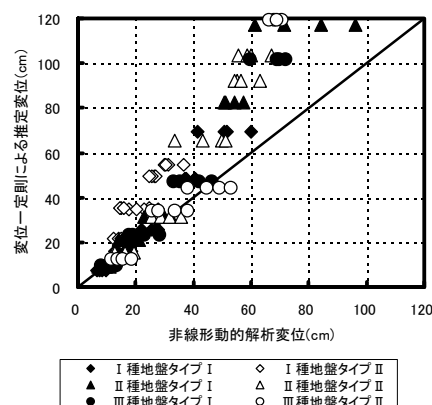
(a)等価線形化法（Takedaモデル）



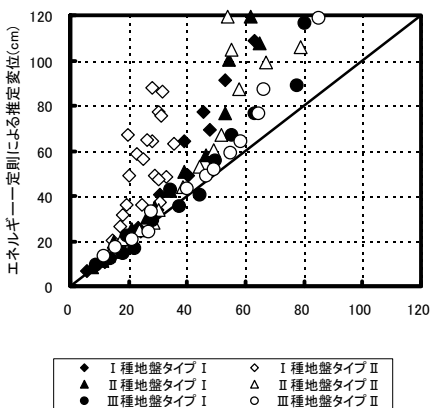
(d)等価線形化法（Bi-linearモデル）



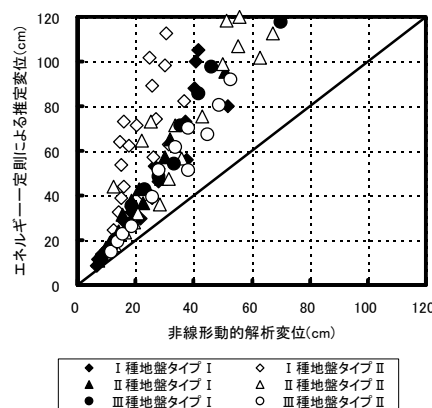
(b)変位一定則（Takedaモデル）



(e)変位一定則（Bi-linearモデル）



(c)エネルギー一定則（Takedaモデル）



(f)エネルギー一定則（Bi-Linearモデル）

図-3.3.4 非線形解析変位と、等価線形化法、エネルギー一定則、変位一定則による推定変位との比較

さらに、降伏固有周期に対応する弾性加速度応答スペクトル値と塑性化が進行した等価固有周期に対応する弾性加速度応答スペクトル値との比と等価線形化法の推定精度に着目した検討結果を図-3.3.6に示す。弾性加速度応答スペクトル比が1.0の場合は、剛性低下後の等価周期における弾性応答加速度スペクトルも弾性応答加速度が一定であるプラトー領域にあることを示す。なお、図-3.3.6では各地震動種別、地盤種別、および各塑性率毎3波の平均推定精度を示す。弾性応答加速度応答スペクトル比が1.0の場合のばらつきが大きく、それ以外のスペクトル比においては推定精度のばらつきはほぼ同程度であること

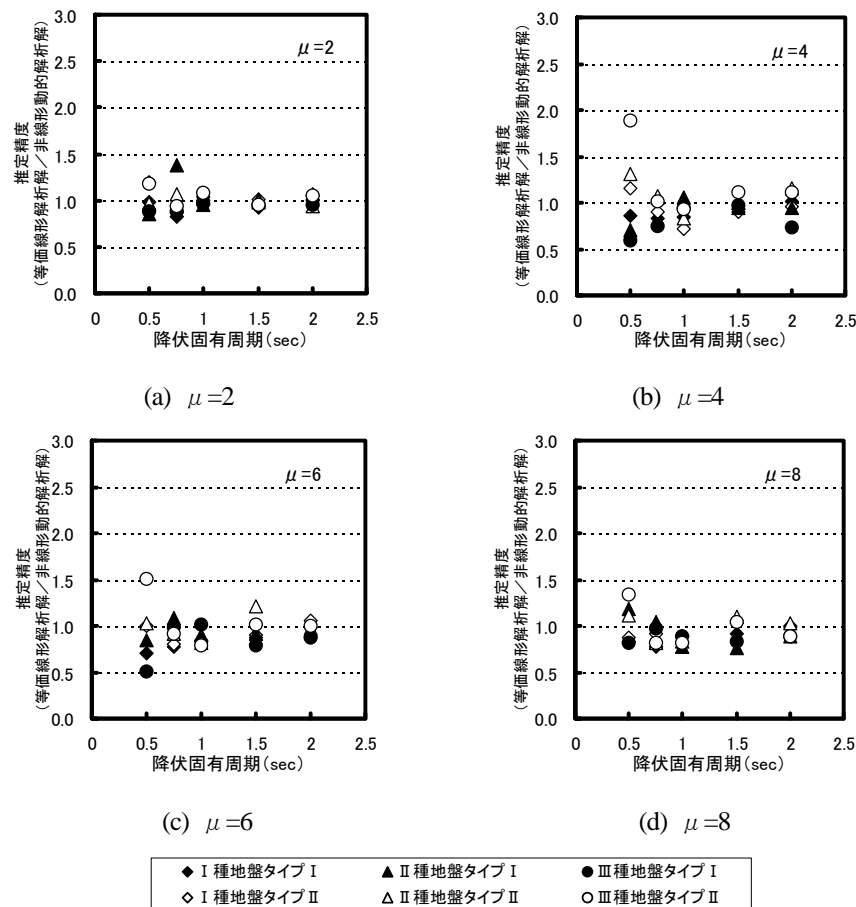


図-3.3.5 固有周期、塑性率、地盤種別、地震動タイプ毎の等価線形化法の応答推定精度 (Takeda モデル)

がわかる。これは、加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルとの関係から容易に考察することができる。加速度応答スペクトルがプラトーとなる周期帯すなわち応答加速度が一定となる周期帯においては、スードスペクトルの考え方を用いれば変位スペクトルが一般に放物線的に増加する。このような周期帯においては、固有周期の微妙なズレは応答加速度にはほとんど変化を与えないが、応答変位においては大きなズレとなって現れる。等価線形化法を用いた場合、剛性低下後の応答変位を推定することとなるが、今回設定した等価周期と非線形系の振動性状を最もよく表現できるであろう周期との微妙なズレが、結果として収束変位の大きなズレとなってしまい、図-3.3.6に見られるような推定精度の低下に結びついているものと考えられる。一方それ以上の周期帯になる場合は、固有周期の増加にともなう変位の増加は鈍化し、加速度応答一定領域と比較して等価周期のズレに対する応答変位推定のズレは小さくなることから、応答推定精度が向上していることがわかる。

以上の検討結果より、内陸直下型地震動の特性を有する波も含めた道路橋示方書に示されるスペクトル適合波に対して、非線形動的解析解と適合する有効係数を適切に設定ことにより、等価線形化法の推定精度が向上することが明らかとなった。特に応答加速度が一定となる領域以上では比較定期安定した応答推定が可能であり、この周期帯域に対する等価線形化法の適用性が良いことが明らかとなった。ゴム支承を用いた地震時水平力分散橋梁は実構造物としての降伏周期帯は概ね 1 秒

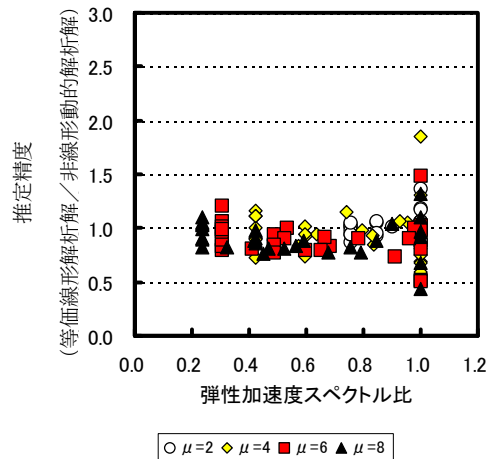


図-3.3.6 弾性応答スペクトル比と推定精度の関係（Takedaモデル）

以上であることから、等価線形化法による推定精度はほぼ安定する領域にあるものと考えられる。なお加速度一定領域のような短周期領域において等価線形化法の精度を向上させるためには、等価剛性および等価減衰定数の設定法をより高度化させる必要があるものと考えられる。

### 3. 3. 5 結言

変位を性能照査指標とする変位ベース設計法として等価線形化法に着目し、内陸直下型地震のような特性を有する地震動を含めた大規模地震動に対する非線形地震応答特性評価に対する等価線形化法の適用性について検討した。以下に得られたおもな知見を記述する。

- ①Takeda モデルおよび Bi-linear モデルを有する 1 自由度系の非線形応答推定に等価線形化法を用いる場合の等価剛性および等価減衰定数の設定法を検討し、等価剛性は最大応答変位の 70%に相当する剛性、等価減衰定数はその剛性に対応する Geometrical Damping を基本として Takeda モデルの場合はその 1.0 倍、Bi-linear モデルの場合は 0.5 倍とする場合に比較的良好な推定精度が得られる。
- ②等価線形化法による 1 自由度系の非線形応答の推定精度は、固有周期に依存せず、どの周期帯においてもエネルギー一定則、および変位一定則による応答推定よりもよい精度を有する。
- ③等価線形化法は、塑性化が進行したのちの変形を基本として設計法を構築する。したがって、塑性化が進行した場合の周期が、応答加速度スペクトルのプラトー領域にある場合は応答変位が急激に変化している領域に相当するため、応答推定値がばらつく傾向にある。



### 3. 4 地震時水平力分散橋梁の応答評価への等価線形化法の適用性と推定精度の向上

#### 3. 4. 1 緒言

ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する道路橋は、振動システムとしては2自由度振動系であり、ゴム支承といった橋脚の降伏剛性よりも小さい剛性を有する支承によって弾性支持されているため、1次振動モードが卓越する。したがって、等価線形化法により2自由度系を等価な1自由度系に縮減し、簡便的に系の応答特性を把握することが可能と考えられる。

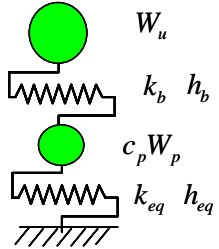
川島ら<sup>18)</sup>は、免震支承を対象とした研究ではあるが鋼製橋脚を有する免震橋の振動台実験および橋脚の塑性化が進行していない状態での動的解析結果に基づき、免震橋の動的応答評価においては等価線形化法により精度よく評価できることを示している。しかしながら、橋脚とゴム支承の剛性比によっては、橋脚の塑性化の進行とともに、橋脚の非線形変形との相互作用が発生し等価線形化法の精度を低下させるおそれがある。また、ゴム支承と橋脚という剛性および復元力特性が全く異なる2自由度系構造物において等価線形化法を適用する場合、等価線形化法による応答推定精度の検証にあたっては、全体系応答についてだけでなく、各部材の地震応答に対する適用可能性も検討する必要がある。ここでは、全体系の応答評価の特性と各部材の応答評価の特性について着目した検討を行った。

#### 3. 4. 2 2自由度系への等価線形化法の拡張

等価線形化法により構造物の地震応答を評価する場合は、主たる非線形性を有する構成部材の履歴減衰特性を精度よく評価し、さらに橋梁全体系の減衰特性を精度よく評価しなければならない。

2自由度系への等価線形化法の拡張手法は、次のように行った。概念を表-3.4.1に示す。各部材すなわち等価剛性と等価減衰定数の設定においては、1自由度系における検討結果により、最大変位の70%に相当する変位を基準変位とした等価剛性および、その剛性を基本としてGeometrical Damping Methodにより求めた等価減衰定数を設定した。なお、等価減衰定数においては、Bi-linearモデルの場合は前述の検討結果より50%に補正して等価減衰定数を設定した。全体系の等価減衰定数は、道路橋示方書V耐震設計編に示されるひずみエネルギー比例減衰法により評価することを行った。ひずみエネルギー比例減衰法は1次の振動モードに着目し各部材のひずみエネルギーの大きさに比例した重み付けをして減衰定数の平均を求めるものであり、ここでは式(3.4.1)のように等価な減衰定数を算出した。

表-3.4.1 2自由度系における等価減衰定数の設定法

モード減衰算出モデル	Takedaモデル	Bilinearモデル
	$h_{peq} = h_p + \alpha_T h_T (c_B \mu)$ $h_p = 2\%$	$h_{peq} = h_p + \alpha_B h_B (c_B \mu)$ $h_p = 1\%$
	応答解析に用いる等価減衰定数	
	$h_{geq} = \frac{k_b (\phi_{u1} - \phi_{p1})^2 h_{peq} + k_{peq} (\phi_{p1})^2 h_b}{k_b (\phi_{u1} - \phi_{p1})^2 + k_{peq} (\phi_{p1})^2}$	

$$h_{geq} = \frac{k_b (\phi_{u1} - \phi_{p1})^2 h_{peq} + k_{peq} \phi_{p1}^2 h_b}{k_b (\phi_{u1} - \phi_{p1})^2 + k_{peq} \phi_{p1}^2} \quad (3.4.1)$$

ここに、 $h_{geq}$ ：全体系の等価減衰定数、 $k_b$ ：ゴム支承の剛性、 $k_{peq}$ ：橋脚の等価剛性、 $h_b$ ：ゴム支承の減衰定数（0.02とした。）、 $h_{peq}$ ：橋脚の等価減衰定数、 $\phi_{u1}$ ：上部構造位置の1次の振動モード、 $\phi_{p1}$ ：橋脚天端位置の1次の振動モード）である。

### 3. 4. 3 解析モデルと解析条件

等価線形化法による非線形応答特性評価を行うために、2自由度系モデルを用いた非線形動的解析および1自由度系に縮約した等価線形系モデルに対して動的解析を実施した。解析モデルは2質点2せん断バネ系のモデルを用いた。非線形動的解析においては、支承のモデル化には線形バネモデルを用い、橋脚のモデル化には、鉄筋コンクリート橋脚を想定した Takeda モデル、コンクリートを充填した鋼製橋脚を想定した Bi-linear モデルを用いた。なお、Takeda モデルの除荷剛性の低下係数は0.5とした。

上部構造重量と橋脚重量については一般的な都市内高架橋の重量比を参考に約5：2程度にし、上部構造重量は6,208kN、橋脚重量は3,395kNと設定した。なお、橋脚上部に配置する橋脚重量は50%としている。したがって、2自由度系における2つのマスの重量比は約5：1となる。橋脚のせん断バネは、降伏剛性を139,288kN/mと設定した。これは系の固有周期が支承が固定の場合に、約0.478秒とした。支承のバネ剛性は2自由度系の1次固有周期が0.5,0.75,1.0,1.5,2.0秒となるように設定した。上部構造粘性減衰は、支承においては0%、橋脚においてはTakedaモデルでは鉄筋コンクリート橋脚を想定していることから減衰定数として0.02、Bi-linearモデルではコンクリートを充填した鋼製橋脚を想定していることから一般的に鋼製橋脚で用いられている減衰定数0.01を用いた。入力地震波は、標準波18波を用いた。解析は、橋脚の塑性率をコントロールし、塑性率が2,4,6,8となるように橋脚の降伏耐力を調整した。

表-3.4.2 2自由度系構造物の地震応答解析条件および解析モデル

解析モデル	計算条件	非線形解析					等価線形解析
		$\mu_p=2, 4, 6, 8$					—
	目標とする塑性率						—
	系の降伏固有周期	T=0.5sec	T=0.75sec	T=1.0sec	T=1.5sec	T=2.0sec	等価周期
	上部構造重量	6,208kN					7,905.5kN
	支承部バネ定数	931,632kN/m	6,960kN/m	3,140kN/m	1,234kN/m	668kN/m	—
	支承部減衰定数	h=2%					—
	橋脚部重量	0.5 × 3,395kN : 橋脚部の50%を上部に配置					—
	橋脚部降伏バネ定数	139,288kN/m					—
	橋脚部復元力特性	Takedaモデル, Bi-linearモデル					Linearモデル
	橋脚部減衰定数	2%(Takedaモデル), 1%(Bi-linearモデル)					等価減衰
	二次剛性比	0%(Takedaモデル), 5%(Bi-linearモデル)					—
	入力地震動	道路橋示方書Ⅴ耐震設計編標準スペクトル適合波 タイプⅠ地震動適合波9波(地盤3種別ごと3波) タイプⅡ地震動適合波9波(地盤3種別ごと3波)					—

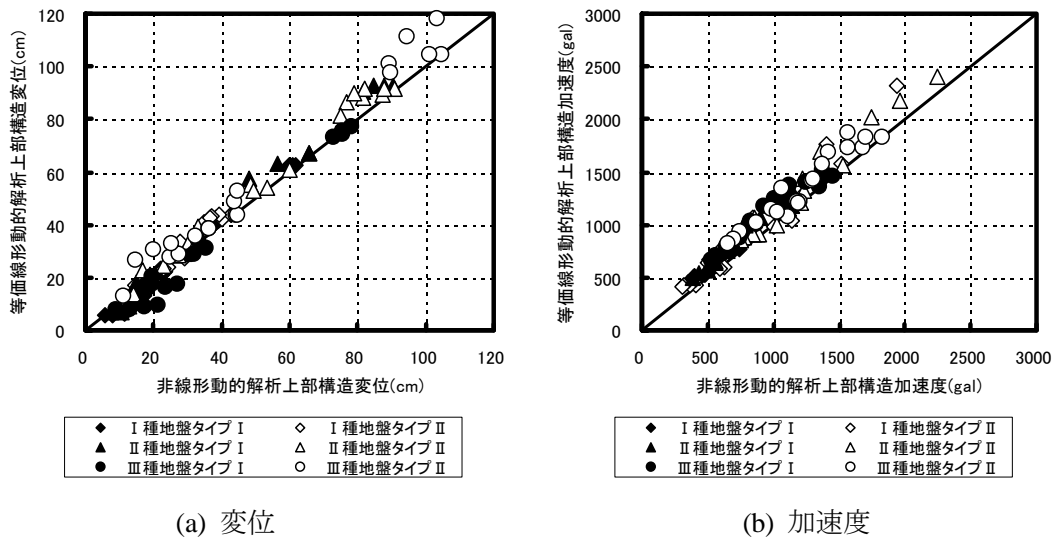


図-3.4.1 ゴム支承を用いた地震時水平力分散橋梁上部構造の非線形地震応答と等価線形化法による応答推定精度

### 3. 4. 4 橋梁全体系の地震応答の推定精度

ゴム支承を用いた地震時水平力分散橋梁の橋梁全体系の地震応答特性については上部構造重量位置における応答をもって定義することができる。

したがって、全体系の応答特性として上部構造の応答変位と応答加速度に着目して非線形動的解析応答結果と等価線形動的解析結果との比較整理を行ったものが図-3.4.1である。タイプⅠ地震動の場合で、非線形応答変位が5cm～30cm程度と小さい場合に等価線形化法による応答推定量が小さくなる傾向がみられることを除いて、応答変位および応答加速度とも等価線形化法による推定値と非線形解析値との相関はよい。

さらに、上部構造応答変位の周期依存性に着目して整理を行った結果を図-3.4.2 に示す。降伏固有周期が0.5～1.0秒程度において等価線形化法による応答変位推定精度がばらつく傾向にあること

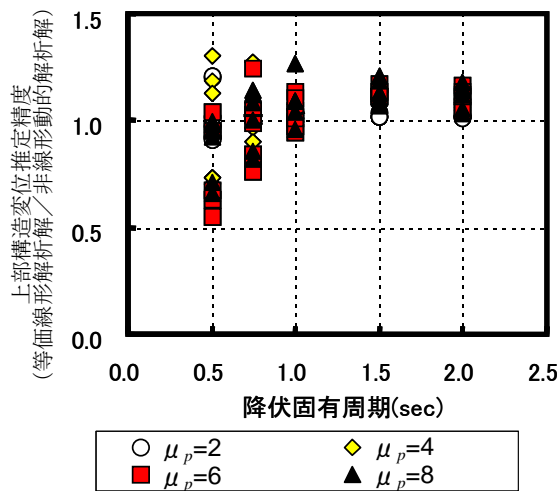


図-3.4.2 推定精度と周期依存性

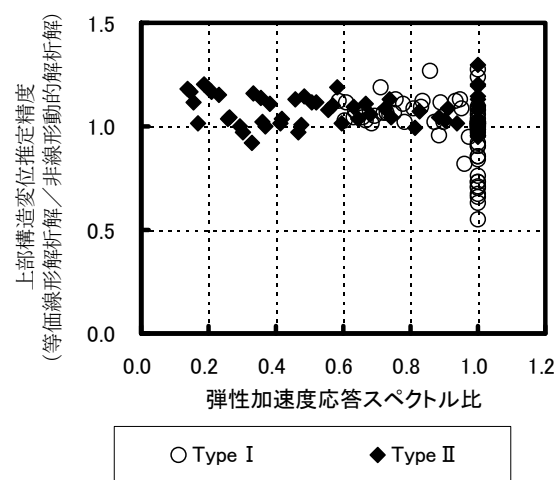


図-3.4.3 推定精度と地震動依存性

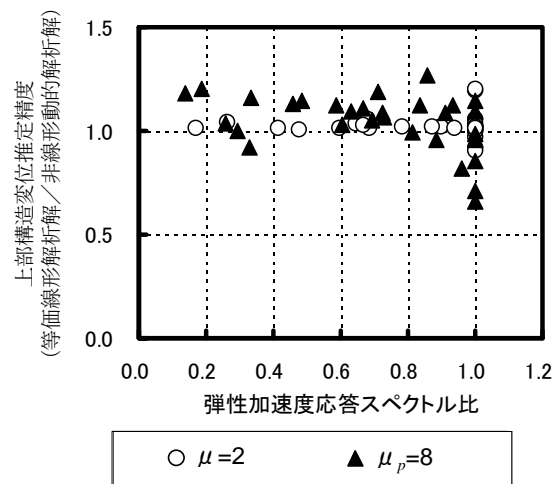


図-3.4.4 推定精度と塑性率依存性

がわかる。これは、1自由度系の場合にみられた剛性低下後の等価固有周期に対応する変位応答値が周期の増加とともに急激に増加する領域にあることによるという、等価線形化法による推定誤差の特徴と考えられる。図-3.4.3 は地震動依存性を示す。推定精度のばらつきが大きいケースは明らかにタイプ I 地震動に多いことがわかる。さらに図-3.4.4 に示す降伏周期時の弾性応答スペクトル強度と等価周期時のスペクトル強度比に着目した場合、明らかに 1.0 の場合にばらつきが大きくなる。また、塑性率依存性に着目した場合、塑性率が増加するにしたがって弾性応答スペクトル強度比が 1.0 における推定精度のばらつきが大きくなる傾向にある。これらの傾向は、タイプ I 地震動は加速度応答スペクトルのプラトー領域がタイプ II 地震動と比較して長いことと関係があると考えられる。1 自由度系の場合においても同様の傾向が認められる。

### 3. 4. 5 モード形状を利用した橋脚と支承の地震応答の推定精度

2自由度系全体系の応答推定は、特定の周期帯を除き本検討で設定した等価剛性および等価減衰定数で、精度よく推定することが可能であることが判明した。ここでは、さらにゴム支承および橋脚といった橋梁を構成する部材への変形配分手法について検討を行った。

多自由度系の線形系の各部材の応答推定には、各モードの応答推定値をSRSS法またはCQC法を用いて重ね合わせることが行われる。ゴム支承を用いた地震時水平力分散橋梁の場合、ゴム支承の剛性が橋脚の剛性と比較して小さいこと、橋脚部の重量は上部構造重量と比較して小さいことから、一般に1次モードが卓越する。したがって、1次モード形状による全体系変形をゴム支承および橋脚の変形の推定を行った結果について図-3.4.5に示す。支承の相対変位は等価線形化法がやや非線形変位を過大に評価する傾向にあるがその超過推定量は比較的小さく、概ね支承の相対変位を評価できると判断できる。一方、橋脚の変形の推定においては過小評価する傾向が強く、ばらつきも大きい傾向にある。したがって、振動モード形状で各部材の応答推定を行うこと精度が低下することがわかる。

推定精度のばらつきについて固有周期特性と橋脚の塑性率との関係に着目した結果を図-3.4.6に示す。なおここ示す橋脚塑性率は非線形動的解析で得られたものであり、等価線形化法によって推定された橋脚の塑性率を対応させてはいない。支承の相対変位においては、等価線形化法によって推定された変位は非線形応答変位より10%ないし20%程度大きな値を示すものの、その過大評価傾向は降伏固有周期および非線形応答塑性率にかかわらず一定した値となっている。一方、橋脚の変位においては、降伏固有周期が大きくなるにつれて等価線形化法による推定値が過小評価する傾向にある。この傾向はどの非線形応答塑性率に対しても共通の傾向である。このように、支承の剛性

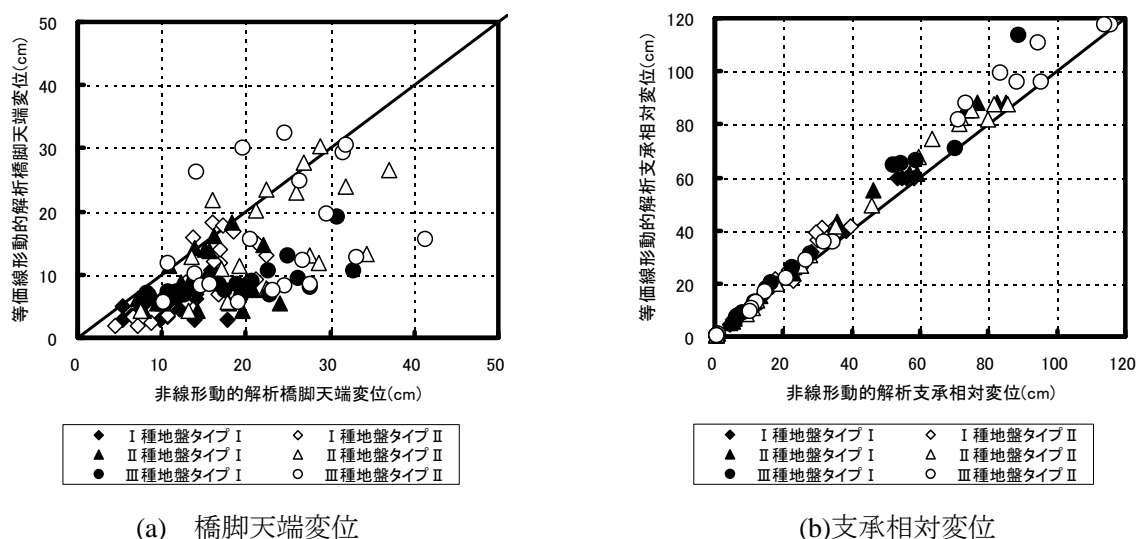


図-3.4.5 固有振動モード比に基づく支承及び橋脚変位の推定結果と非線形動的解析値との比較

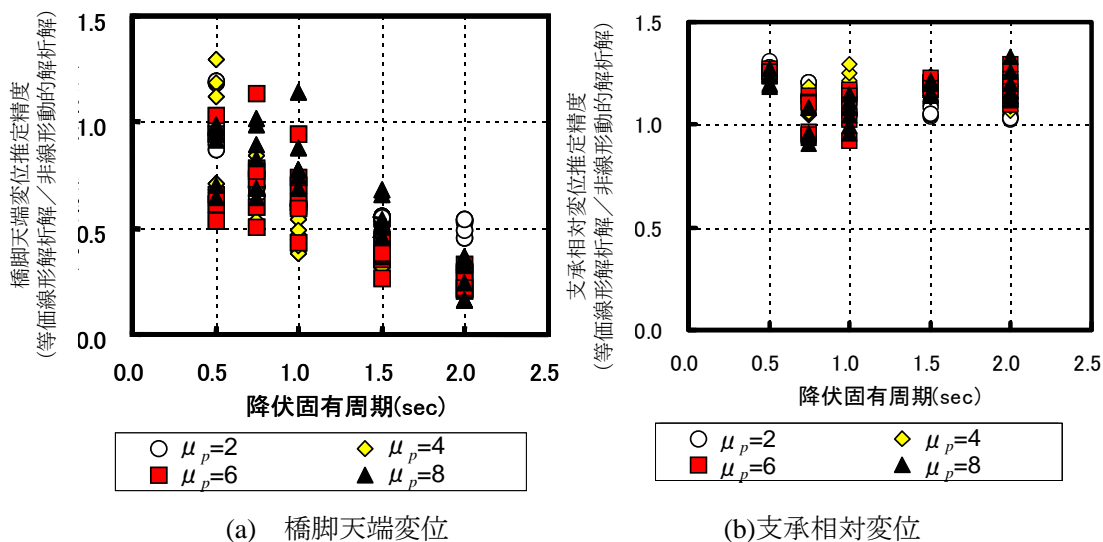


図-3.4.6 橋脚および支承の応答変位推定精度と固有周期および応答塑性率の関係

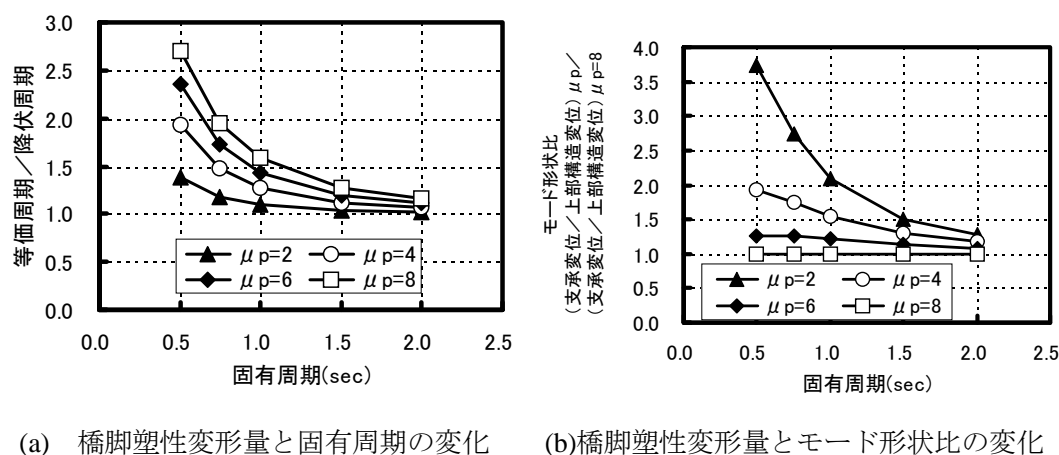


図-3.4.7 橋脚の塑性変形量が固有周期の変化に及ぼす影響および振動モード形状に及ぼす影響

が小さくなり系の降伏周期が大きくなり、1次  
るにしたがい、橋脚の応答変位の等価線形化法  
かる。

モードが卓越すると考えられる領域にな  
による推定精度が低下していることがわ

1次モードの振動モード形状から橋脚天端変位および支承の相対変位を推定すると、特に固有周期が大きくなるとともに推定精度が低下する理由としては以下のことが考えられる。図-3.4.7(a)にみられるように、固有周期の増大とともに、橋脚の塑性変形量が固有周期の変化に及ぼす影響が小さくなる傾向にある。このことは、固有周期が増大するとともに橋脚の塑性変形量を推定する際に大きな誤差を伴う可能性があることを意味している。図-3.4.7(b)は橋脚の塑性量が1の場合の1次モード形状比と任意の橋脚の塑性量に対応する1次モード形状比の比を示したものである。固有周期が増大するにしたがって、モード形状比に与える影響が大きくなることがわかる。これらのことから、固有周期が増大するにつれて振動モード形状を用いた支承と橋脚の応答推定を行うと推定

精度が低下するものと考えられる。

### 3. 4. 6 動的増幅効果を利用した橋脚と支承の地震応答の推定と精度の向上

以上に示したように、ゴム支承を有する地震時水平力分散橋梁のように、橋梁構成部材の剛性が異なる場合は、全体系の固有周期が増大するにしがたい、収束時の誤差の影響のため、振動モード形状から各部材の応答を推定する手法を用いると推定精度が低下することが明らかとなった。ここでは振動モード形状を用いずに、支承および橋脚といった橋梁構成部材の応答推定法について検討を行った。

図-3.4.8に支承に作用する力と橋脚の耐力の比を示す。静的な力の釣合いの下では、支承に作用する力と橋脚の耐力とは作用反作用の関係にある。したがって、支承に作用する力と橋脚に作用する力とは一致する。しかしながら、動的な力の釣合いの下では、非線形性の進行に起因する位相差や減衰力の影響により、両者は必ずしも一致はしない。ゴム支承を用いた地震時水平力分散橋梁の場合、図-3.4.8から明らかなように、支承に作用する最大作用力については散らばりはあるものの平均的に橋脚の耐力の1.1-1.2倍程度であることがわかる。なお、降伏周期は0.5秒の場合には、ゴム支承に作用する最大作用力が橋脚の耐力よりやや小さく、概ね降伏固有周期が1.0秒の場合に大きくなり、さらに橋脚の塑性率が大きくなるとともに支承に作用する最大力も大きくなる傾向にある。

ここでは、支承の作用力が静的な力の釣合いから求まる作用力に対して大きな作用力が発生することを動的増幅効果と呼ぶこととする。動的増幅効果は、部材の質量分布、剛性分布および応答塑性率により異なる。本検討では、一般的なゴム支承を有する地震時水平力分散橋梁における動的増幅係数として、降伏固有周期が0.5秒とゴム支承の剛性が橋脚剛性よりも大きい特殊な条件における計算例を除いた動的増幅係数値の平均値を求めた場合、1.11倍であったことから、動的増幅係数として1.1を考慮することとした。支承の動的増幅特性を利用した応答推定法として、以下のように支承及び橋脚の応答変位量を

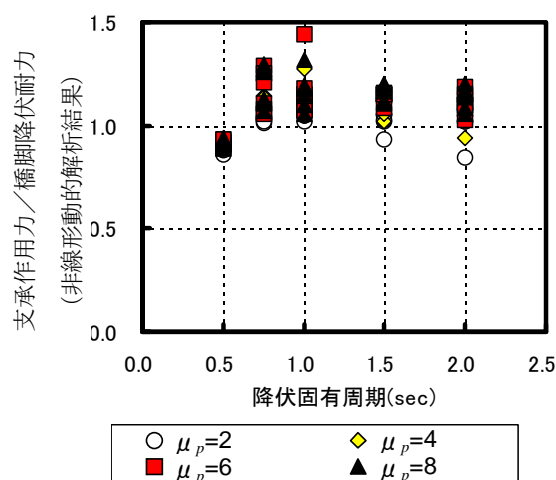


図-3.4.8 動的増幅係数と固有周期および橋脚塑性率の関係

推定する方法を考えた。

$$\delta_b = \frac{1.1P_{py}}{k_b} \quad (3.4.2)$$

$$\delta_p = \delta_u - \delta_b \quad (3.4.3)$$

ここに、 $\delta_b$ ：支承の相対変位、 $P_{py}$ ：橋脚の降伏耐力、 $K_b$ ：支承の剛性、 $\delta_p$ ：橋脚の変位、 $\delta_u$ ：上部構造の変位である。

上式により求められた支承および橋脚の応答推定変位と非線形解との関係を図-3.4.9に示す。推定された橋脚変位については、降伏周期が1秒以下もしくは2秒程度の場合やや推定値がばらつく傾向にあるが、実務的なゴム支承を有する地震時水平力分散橋梁の固有周期帯である降伏固有周期1.5秒前後においては解の推定精度がよいことがわかる。支承においては、動的効果を考慮した振動モード形状から推定された応答変位の推定精度と比較した場合若干精度は劣るものの、全周期域においてよい推定解を与えていることがわかる。

したがって、式(3.4.2)、(3.4.3)により等価線形化法を用いて、精度よいゴム支承を有する地震時水平力分散橋梁の応答推定が行えるものと考えられる。

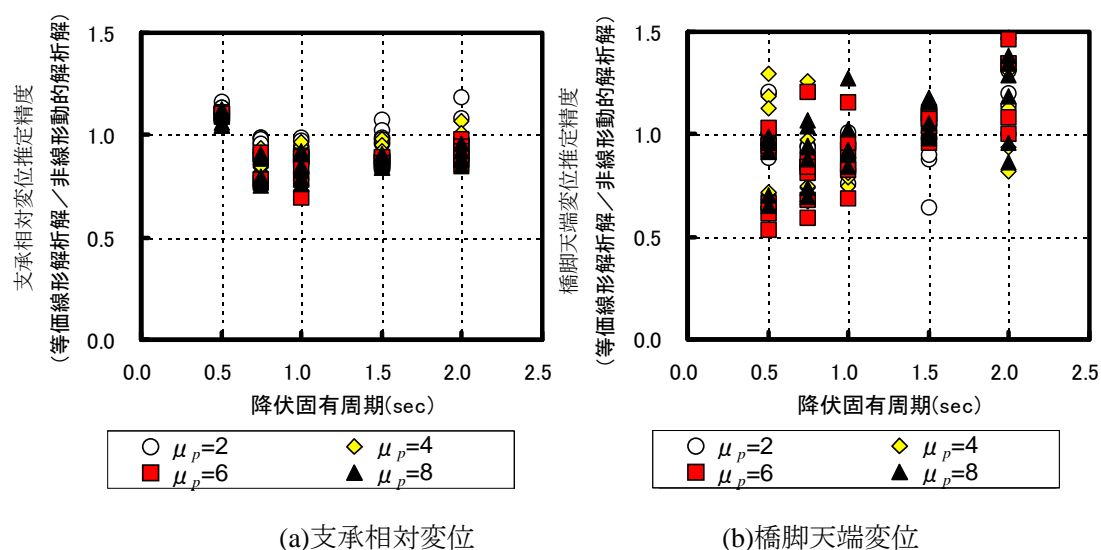


図-3.4.9 支承の動的増幅係数を用いた橋脚および支承の応答変位推定精度と固有周期および応答塑性率の関係



### 3. 4. 7 結言

ゴム支承を有する地震時水平力分散橋梁のようにシステム構成部材の剛性差が異なる場合に着目して、橋梁構成部材の応答推定法として、等価線形化法の適用性について検討した。さらに支承の動的応答係数を考慮した橋梁構成部材の応答推定法を提案した。以下に得られた知見を記述する。

- ①等価線形化法は、ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋梁の地震応答推定において、全体系の応答推定を精度よく行うことができる。
- ②ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋梁のように剛性の差が大きい構造物の地震応答の評価に等価線形化法を用いる場合は、モード形状等によって構成各部材の応答量を推定することは困難である。これは、等価線形化法の応答推定における収束精度に起因する誤差があるためである。
- ③剛性差の大きいゴム支承を用いた地震時水平力分散橋梁の応答推定を行う場合は、支承の作用力が静的な力の釣合いから求まる作用力に対して大きな作用力が発生するという動的増幅効果を考慮して支承の変形および橋脚の変形を算定すると、比較的精度よくこれらの変形を推定することができる。今回の試算の場合、動的増幅係数を 10%程度とすることによって推定精度の向上がみられた。なお支承単体の設計に応用する場合はさらに大きな動的増幅効果を考慮することが望ましいと考えられる。

### 3. 5 まとめ

第3章では、激震動下において免震支承や橋脚といった橋梁の複数箇所での塑性化が生じる場合における地震応答特性の簡易的評価法について検討を行った。ここでは、特に兵庫県南部地震のように強度が強く繰返し回数が少ない内陸直下型特有の地震動を受ける構造物の非線形地震応答評価に対する等価線形化法による地震応答推定の適用性について検討を行った。さらに免震橋梁としてゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋梁に着目し、その非線形地震応答評価に対して、性能評価が容易な変位に基づいた設計法として着目されている等価線形化法の適用性について検討した。以下に得られた知見を記述する。

- ① 内陸直下型地震の特徴である繰返し回数が少なく強度が大きい地震動が作用する1自由度系構造物の応答評価への等価線形化法の適用性について検討を行った。その結果、復元力モデルが異なれば等価減衰および等価減衰定数算定における有効変位の設定法が異なるものの、武田モデルでは有効変位を0.7倍の最大変位、バイリニアモデルでは有効変位を0.5倍の最大変位と設定することによって、内陸直下型地震特有の地震動に対しても等価線形化法はよい応答推定を行うことが明らかとなった。
- ② 免震橋梁の一例として地震時水平力分散構造用ゴム支承を有する橋梁に着目し、2自由度系構造物に対する等価線形化法による地震応答推定の適用性について検討を行った。等価線形化法は橋梁全体系すなわち上部構造の挙動の推定においては精度がよいが、ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋梁のように橋梁構成部材の剛性が大きく異なる場合は、収束誤差が部材個々の応答推定精度に大きな影響を及ぼし、モード形状に基づく構成各部材の応答量を推定することは困難であることが明らかとなった。
- ③ 支承の作用力が静的な力の釣合いから求まる作用力に対して大きな作用力が発生するという動的増幅効果を利用した免震支承および橋脚の精度よい構成各部材の簡易応答推定法を提案した。今回の試算の場合、動的増幅係数を10%程度とすることによって推定精度の向上がみられた。この方法を用いることによって、地震時水平力分散構造の地震応答推定に対する等価線形化法の適用性を向上させることができた。なお支承単体の設計に応用する場合はさらに大きな動的増幅効果を考慮することが望ましいと考えられる。

### 【第3章の参考文献】

- 1) 日本道路協会：「道路橋示方書V編耐震設計編」、1996.12
- 2) Caltrans: “Caltrans Seismic Design Criteria Version 1.1, 1999.7
- 3) SEAOC Performance-Based Seismic Engineering Ad Hoc Committee: SEAOC Blue Book - Appendix I – PBSE Guidelines, 1999.4
- 4) K. Caughey: “Sinusoidal Excitation of a System with Bilinear Hysteresis”, Journal of Applied Mechanics, Vol.27, No.4, December 1960
- 5) L.,S. Jacobsen: Steady Forced Vibration as Influenced by Damping, Journal of Applied Mechanics, ASME, 52-22,1930
- 6) P.Gulkan, and M.A.Sozen: Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions, ACI journal, December 1974
- 7) J.P.Moehle: Displacement based design of RC structures, Proc. of 10th world conference of earthquake engineering, Spain, 1992.8
- 8) N. Priestly, F. Seible, M. Calvi: “Seismic Design and Retrofit of Bridges”, Wiley, 1996
- 9) A.Shibata and M.A.Sozen: Substitute-Structure Method for Seismic Design in R/C, Journal of the Structural Division, ASCE, January 1976
- 1 0) M. Kowalsky, N. Priestly, and G. MacRae: “A Methodology for Seismic Design Applied to Single Degree of Freedom Reinforced Concrete Structures”, SSRP-94-16, Structural Systems Research, UCSD, October 1994
- 1 1) E.Anderson and S.A.Mahin: Displacement-Based Design of Seismically Isolated Bridges, Proc. of 6th National Conference on Earthquake engineering, Seattle, June 1998
- 1 2) 板橋美保、川島一彦、庄司学：橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響、土木学会論文集、1999.4
- 1 3) 山本一敏、後藤僚一、高島博幸：反力分散支承橋脚系の非線形応答スペクトル、土木学会第53回年次学術講演会概要集、1998.10
- 1 4) 後藤尚男、家村浩和：「劣化履歴構造物の地震応答特性」、第6回日本地震工学シンポジウム講演集、1975.10
- 1 5) T.Takeda, M.Sozen:Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, December 1970
- 1 6) 土木学会－地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会－：橋梁の耐震設計法に関する講習会－海外からみた日本の耐震設計法－、1998.9
- 1 7) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する参考資料、平成9年8月
- 1 8) 川島一彦、長谷川金二、長島博之、池内武文：等価線形化法による免震橋の地震応答解析、土木技術資料 33-10、1991

## 第4章 激震動下における免震橋梁構造の地震時信頼性評価と限界状態設計法

---

### 4. 1 概要

激震動下における免震橋梁は、免震支承のみならず、免震支承と橋脚の両方で塑性化が生じる可能性がある。このような特徴を有する免震橋梁の動的特性に対して、免震支承や橋脚の耐力および剛性のばらつき、免震支承および橋脚の復元力特性、地震動のばらつきは、免震支承や橋脚の非線形挙動への影響を及ぼし、免震橋梁の特徴である構造系の長周期化および高減衰化に影響を及ぼすことが考えられる。したがって、このような免震支承および橋脚や地震動の特性のばらつきを考慮した性能評価を行った上で、免震橋梁の設計を行う必要がある。

ここでは、鉄筋コンクリート橋脚の性能評価として、部材耐力および剛性のばらつきさらに地震動の非線形応答特性のばらつきに着目した検討を行い、エネルギー一定則によって設計された信頼性評価を行う。さらに、免震橋梁の信頼性評価を行う。ここでは、免震支承と橋脚の非線形特性が免震橋梁の動的挙動に及ぼす影響について検討を行う。特に免震支承のハードニング特性と橋脚の過強度特性との関係について検討を行う。さらに、地震動のばらつきをも考慮した上で、合理的な免震橋梁の設計法の提案を行う。なお、本研究では、地震動の強度のばらつきは他のばらつきに対してその変動が大きいことから、地震動の強度については確定量として取り扱った上で、性能評価を行う。

## 4. 2 鉄筋コンクリート単柱橋脚の地震時信頼性評価

### 4. 2. 1 緒言

従来の震度法に基づく許容応力度設計法による耐震設計では、想定する地震力に対し十分な強度を持って抵抗することを基本としている。したがって、ばらつきを安全率の形で考慮した上で、力を基本として設計が行われている。一方、大規模地震に対しては地震時保有水平耐力法など構造物の変形性能を期待する設計法が用いられる。材料強度等のばらつきは耐力に影響をもたらすだけでなく、変形性能や非線形地震応答にも影響を及ぼす。また、一方では構造物の耐震性を評価する耐力評価式、変形性能評価式、非線形地震応答評価式自体にもばらつきが存在する。したがって、構造物の耐震性を評価するためには、地震力のばらつき、材料強度等のばらつき、構造物の非線形地震応答のばらつき、さらにそれを評価する評価手法の評価誤差によって生じるばらつき等を総合的に評価する必要がある。

ISO2394<sup>1)</sup>では、信頼性理論に基づく部分安全係数法に基づく限界状態設計法構築のための原則が示され、信頼性に基づく限界状態設計法がグローバルスタンダードであるとの位置づけがなされている。これに基づき各構造物管理者においては限界状態設計法の書式に基づく設計基準の構築が進められている。一方、道路橋における橋梁の耐震信頼性評価は多くの研究成果<sup>2)</sup>が蓄積されている。既往の研究の多くは構造物が弾性挙動もしくは若干塑性した領域における信頼性を評価したものが多く、しかしながら、大規模地震においては構造物の変形性能に期待する設計法が用いられることから、橋梁システムの各部材において塑性化が進行する場合における橋梁全体系の信頼性評価を行う必要がある。

本研究では、材料強度等の変動による耐力・変形性能のばらつき、道路橋示方書に示される各種評価式の評価誤差によって生じるばらつき、荷重低減特性のばらつきについて検討を行い、これらのばらつきについて定量的な評価を行った。なお、本検討においては地震動強度については確定量として取り扱った。これは、大規模地震動に対しては確率的に設定する手法もあるが、土木学会提言<sup>3)、4)</sup>にみられるように確定的に与える手法が大規模地震動評価に対する一般的な動向であると判断したためである。これら変動要因のばらつき下で、3種類の断面形状を有しエネルギー一定則により設計された鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性について評価を行った。さらに、これらの検討結果をもとに、実際に期待されるじん性率を実際の地震応答によって期待される塑性率が上回る確率に対応した、じん性率や荷重低減係数に考慮すべき安全係数について定量的な検討を行った。

### 4. 2. 2 既往の研究

構造物が塑性化した状態を考慮した耐震信頼性評価を行った事例としては、鈴木ら<sup>5)、6)</sup>、岩城ら<sup>7)</sup>、および白木ら<sup>8)</sup>研究がある。鈴木らは、せん断耐力、曲げ耐力、および変形性能を同時に考慮

した鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価法を提案し、これらの相関を考慮した耐震安全性評価を行っている。岩城らはRC橋脚の曲げ耐力と作用地震力に着目した信頼性解析を実施している。白木らは、鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価を行っている。しかしながら、特定の道路橋脚に対する検討が多く、非線形応答特性に影響を及ぼす断面特性の影響や固有周期特性の影響について検討した事例は少ない。特に変形性能を期待した設計法の基本である荷重低減特性のばらつきを取り扱った事例は少ない。

#### 4. 2. 3 材料特性等のばらつきによる部材特性への影響

鉄筋コンクリート部材の力学的特性に影響を及ぼす材料特性として、材料の強度、弾性係数、断面積、部材寸法、作用軸力のばらつきが考えられる。ここでは耐震設計において材料特性として与える諸数値全てを確率変数として取り扱うこととした。表-4.2.1 に考慮したばらつき要因を示す。コンクリートおよび鉄筋の強度に関するばらつきは既往の文献<sup>9)、10)</sup>より調査した。調査した結果ではコンクリート強度のばらつきは設計強度に依存する傾向が見られ、鉄筋強度のばらつきは規格強度や鉄筋径に依存する傾向が見られた。そこで、ここでは調査により得られたばらつき結果を単純平均した数値を参考にし、表-4.2.1 に示すような平均値と変動係数を仮定した。コンクリートの弾性係数のばらつきは道路橋示方書<sup>11)</sup>の関係式に基づき強度に依存させた。鉄筋の弾性係数、作用軸力、断面寸法・配筋位置は表-4.2.1 に示すように平均値と変動係数を仮定した。これらのばらつき要因は、完全無相関ではなく、少なからず相関を持つ要因も存在する。しかしながら、相関性を設定することは非常に難しいことから、本研究では個々のばらつき要因は完全無相関であると考え、さらに個々の要因は正規分布に従うものと仮定した。ばらつきの影響を検討する手法として、モンテカルロシミュレーション手法を用いた。乱数の発生は2,000個とした。

対象とした鉄筋コンクリート断面は、文献<sup>12)</sup>に示される矩形断面およびこれと同一断面積、主鉄筋比、体積帯鉄筋比を有する円形断面、壁式断面の3断面とした。また、検討する断面諸量として、降伏曲率、終局曲率、曲率じん性率、終局曲げモーメント、降伏剛性について整理した。これら諸量の算出にあたっては、道路橋示方書に示されるB種橋の場合でレベル2タイプII地震動を考慮する場合の算出方法に従った。なお、各種諸量は、公称強度、公称断面積等を用いて算出された断面耐力および変形性能等を用いて基準化した。図-4.2.1 に検討断面を示す。図-4.2.2 に矩形断面でのシミュレーション結果を示す。図-4.2.3 には、各変動要因が及ぼす影響についてまとめている。また表-4.2.2 に各断面諸量の変動、表-4.2.3 に変動要因による影響に関する平均値および変動係数を示している。なお、事後に別途乱数を変化させた解析を行った結果では平均値では小数点第2位、変動係数では3位の収束性は確認されたが次の位では若干の変動があることを確認している。しかし3章以降の解析に与える影響は少ないと考え、本解析結果により以降の解析を進めた。

##### ①降伏曲率に及ぼす影響：

設計値により基準化した降伏曲率の各断面を平均した値は約118%、変動係数は約7%となった。

断面形状による差はみられない。平均値の増加は主に軸方向鉄筋の過強度特性によるものである。

②終局曲率に及ぼす影響：

設計値により基準化した終局曲率の各断面を平均した値は約 100%前後、変動係数は約 4%となり、降伏曲率ほどの平均値の変化は見られない。断面形状による差が認められ、平均値は矩形、円形、壁式の順に小さくなる結果となった。矩形断面では基準値よりも大きいですが、逆に壁式断面では小さい結果となった。平均値の増加は主に、コンクリート強度および鉄筋強度の過強度特性の影響である。

③曲率じん性率に及ぼす影響：

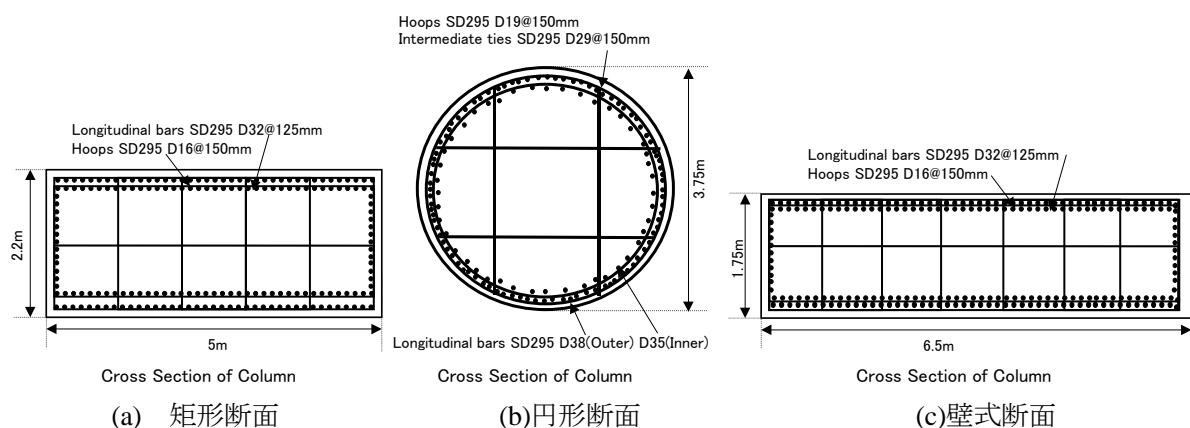
設計値により基準化した曲率じん性率の各断面を平均した値は 80～90%、変動係数は 4～7%となった。材料特性等のばらつきによる降伏曲率の増加が終局曲率の増加よりも大きいため、曲率じん性率が小さく評価される結果となった。「平均値－1×標準偏差」より算定される値は設計値に対して 78～83%程度の値となる。

④終局曲げモーメントに及ぼす影響：

設計値により基準化した終局曲げモーメントの各断面を平均した値は 114%程度、変動係数は 6%となった。断面形状による差は認められない。平均値の増加は主に軸方向鉄筋の過強度特性によるものである。なお、AASHOTO<sup>1 3)</sup> では終局強度における過強度係数として 30%が与えられているが、本事例では、「平均値＋1×標準偏差」の値は設計値に対して 120%程度が得られた。

⑤降伏剛性に及ぼす影響：

設計値により基準化した降伏剛性の各断面を平均した値は約 97%となり、鉄筋の弾性係数で設定した平均値の変動とほぼ一致する結果となった。ただし、変動係数については約 4%弱となり、鉄筋の弾性係数の変動係数と比較してやや大きい結果が得られた。



図－4.2.1 検討した鉄筋コンクリート部材断面

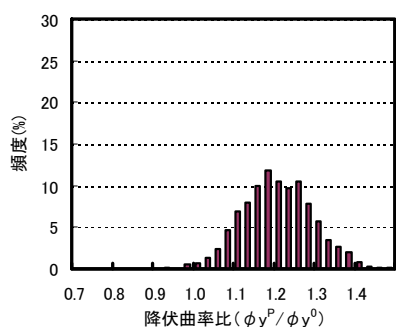
表-4.2.1 材料特性等のばらつき要因とばらつきの設定

パラメータ	基準値	平均値	変動係数
コンクリート強度	23.5N/mm <sup>2</sup>	120%	10%
コンクリート弾性係数	2.45×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	強度に依存*	強度に依存*
鉄筋降伏点強度	295N/mm <sup>2</sup>	120%	7%
鉄筋断面積	公称値	97%	1%
鉄筋弾性係数	2.06×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>	97%	1%
作用軸力	5% $\sigma_{ck}A_g$	105%	5%
断面寸法・配筋配置	設計値	100%	1%

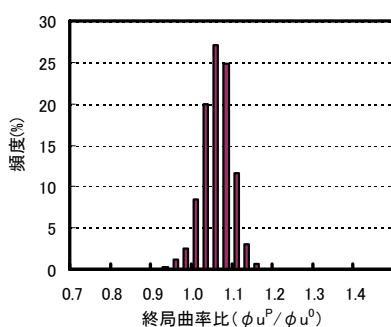
\*:道路橋示方書に示されるコンクリート強度とコンクリート弾性係数との関係式に基づきばらつきの平均値および変動係数を設定した。

表-4.2.2 材料特性等のばらつきが断面性能に及ぼす影響

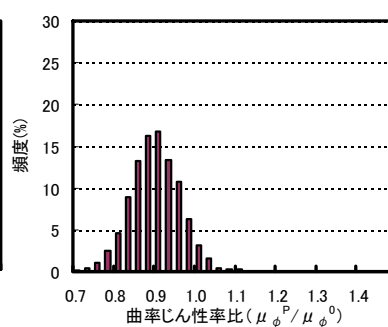
	矩形断面		円形断面		壁式断面	
	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数
降伏曲率	1.185	0.073	1.182	0.072	1.184	0.074
終局曲率	1.060	0.042	1.018	0.043	0.972	0.039
曲率じん性率	0.899	0.071	0.864	0.043	0.824	0.054
終局曲げモーメント	1.141	0.057	1.143	0.056	1.143	0.059
降伏剛性	0.964	0.037	0.969	0.041	0.968	0.038



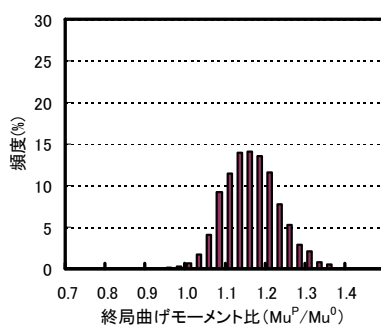
(a)降伏曲率比



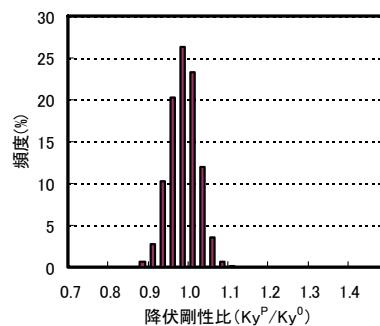
(b)終局曲率比



(c)曲率じん性比



(d)終局曲げモーメント比



(e)降伏剛性比

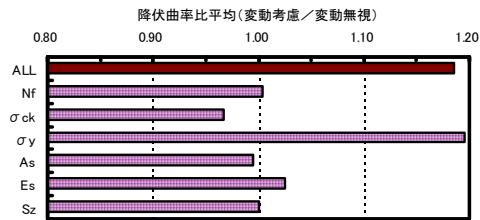
図-4.2.2 モンテカルロシミュレーションによる材料特性等のばらつきが部材特性に及ぼす影響  
(矩形断面の場合)



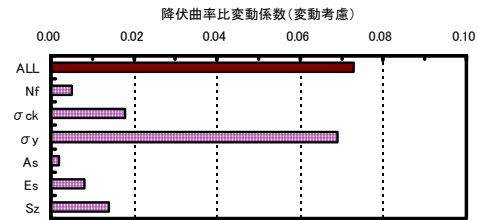
表-4.2.3 各変動要因が断面性能に及ぼす影響（矩形断面）

矩形断面		変動設定値		降伏曲率比		終局曲率比		曲率じん性比		終局曲げモーメント		降伏剛性比		
		平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	
変動要因無考慮				1.000	0.000	1.000	0.000	1.000	0.000	1.000	0.000	1.000	0.000	
全変動要因考慮		ALL		1.185	0.073	1.060	0.042	0.899	0.071	1.141	0.057	0.964	0.037	
各変動要因考慮	軸力	Nf	1.050	0.050	1.004	0.005	0.969	0.033	0.965	0.037	1.010	0.011	1.006	0.006
	コンクリート強度	$\sigma_{ck}$	1.200	0.100	0.967	0.018	1.051	0.024	1.087	0.041	1.005	0.003	1.039	0.020
	鉄筋降伏強度	$\sigma_y$	1.200	0.070	1.195	0.069	1.067	0.026	0.896	0.044	1.154	0.056	0.966	0.013
	鉄筋断面積	$A_s$	0.970	0.010	0.995	0.002	0.990	0.003	0.994	0.002	0.977	0.008	0.981	0.006
	鉄筋弾性係数	$E_s$	0.097	0.010	1.025	0.008	1.000	0.000	0.976	0.008	1.000	0.000	0.976	0.008
	断面寸法	$S_z$	1.000	0.010	1.001	0.014	1.000	0.009	0.999	0.023	0.999	0.011	0.999	0.025

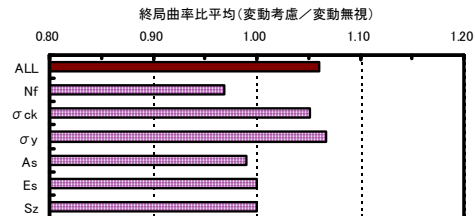
モンテカルロシミュレーション試行回数2000個



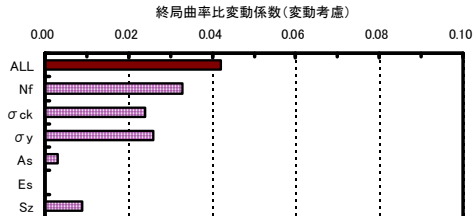
(a)降伏曲率比平均



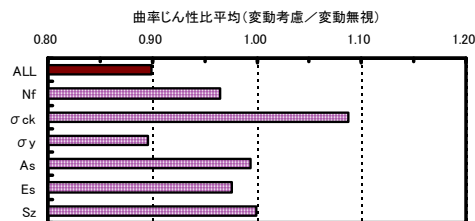
(b)降伏曲率比変動係数



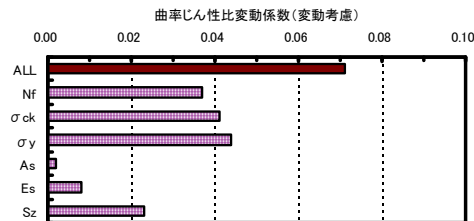
(c)終局曲率比平均



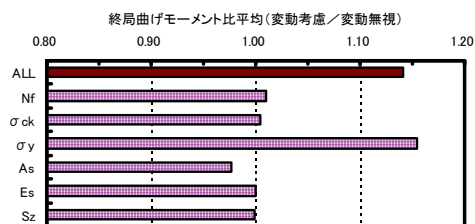
(d)終局曲率比変動係数



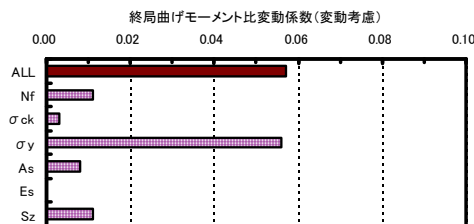
(e)曲率じん性比平均



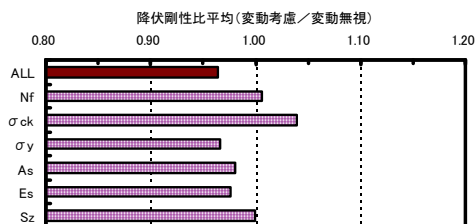
(f)曲率じん性比変動係数



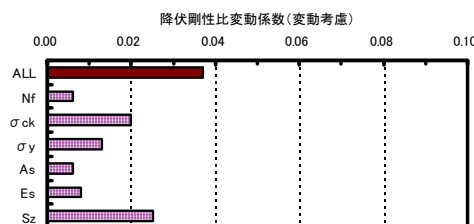
(g)終局曲げモーメント比平均



(h)終局曲げモーメント比変動係数



(i)降伏剛性比平均



(j)降伏剛性比変動係数

図-4.2.3 各変動要因が断面性能に及ぼす影響（矩形断面）

#### 4. 2. 4 部材耐力および変形性能評価式の精度

一般に耐力および変形性能の推定式の精度は、正負交番載荷試験結果による荷重－変位特性と比較することによって得られる。実験によって得られた荷重－変位曲線から耐力と変形性能を定義する方法は、Park<sup>14)</sup>により数種の手法が提示されている。また、かぶりコンクリートの剥落や、主鉄筋の座屈などイベントに着目することにより、道路橋示方書で示される地震時保有水平耐力法によって定義される終局状態に関する研究も行われている<sup>15)</sup>。

正負交番試験結果による荷重－変位特性から耐力および変形性能評価式の精度を検討する場合、耐力と変形性能とは互いに関係する量であるため独立して推定精度を評価することは困難である。ここでは、終局変位は荷重－変位曲線のピークを過ぎ初降伏耐力まで低下した状態を終局変位と定義することとした。この場合、初降伏耐力がばらつくと仮定した場合、終局変位を定義することが困難になるため、ここでは初降伏耐力および初降伏変位の推定には評価式の評価誤差によって生じるばらつきはないものと仮定し、変形性能のばらつきに包含させることとした。

上記の手法に基づき変形性能照査式の精度について検討を行った。結果を図-4.2.4 に示す。検討対象は、比較的大規模でかつ横拘束筋が十分配置された供試体を用いた表-4.2.4 に示す正負交番載荷実験結果<sup>15)</sup>・<sup>16)</sup>を対象とした。

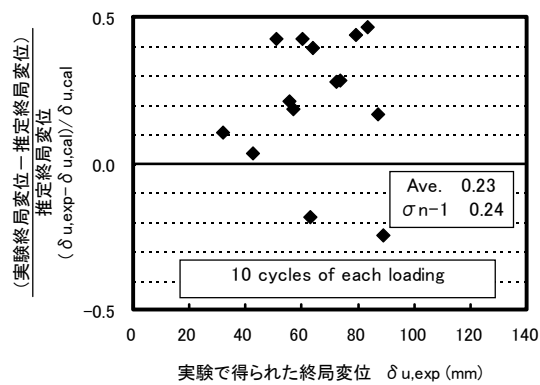
プレート境界型地震動のように繰り返し回数が多い地震動すなわちタイプⅠ地震動を想定した実験結果として、正負交番の繰り返し回数が10回である実験結果を用いて終局変位の推定精度を検証した。推定された終局変位 ( $\delta u_{cal}$ ) と実験で得られた終局変位 ( $\delta u_{exp}$ ) と差を実験で得られた終局変位で除した比は、実験で得られた終局変位に依存せずほぼ一定のばらつきを示す。このことは、終局変位の増加とともに推定上の絶対誤差が比例的に大きくなることを意味する。平均的には、実験で得られた終局変位は評価式を用いて推定された終局変位に対して23%程度大きい。ばらつきの指標に関しては、母集団の標準偏差の不偏推定量を用いた。この場合、標準偏差は同様に推定終局変位で基準化した場合24%程度となった。

兵庫県南部地震のような内陸直下型地震動のように繰り返し回数が少ない地震動、すなわちタイプⅡ地震動に着目した実験結果として、正負交番の繰り返し回数が5回以下である実験結果を用いて終局変位の推定精度を検討した。平均的には、実験で得られた終局変位は評価式を用いて推定された終局変位に対して16%程度大きい。ばらつきについては標準偏差として同様に推定終局変位で基準化した場合25%程度となる。

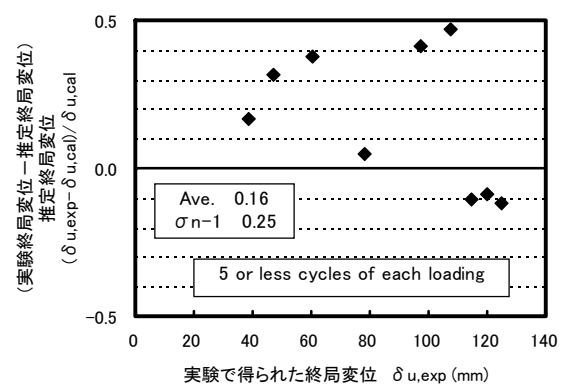
これらの結果より、道路橋示方書により与えられる終局変位算定式は実験値を安全側に評価しているが、ばらつきが大きいことがわかる。今回整理した実験結果は、供試体そのものの種々のばらつきを包含しているため、変形性能の評価がこれら全ての影響を包含した評価となっている。したがって、厳しい評価を与えているものと考えられる。また、本来なら断面形状や配筋形状により終局変位の推定精度は変化すると考えられるが、実験数が少ないため、これらの検討は行っていない。

表-4.2.4 終局変位推定精度検証に用いた実験結果

供試体	断面寸法 D×W (cm)	かぶり d (cm)	橋脚高さ h (cm)	せん断 支間比 a/d	主鉄筋比 (%)	帯鉄筋比 $\rho_s$ (%)	繰り返し 回数 (回)	参考 文献
P-10	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	10	15
P-11	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.47	10	15
P-12	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.47	10	15
P-13	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.74	10	15
P-16	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	10	15
P-17	50×50	3.5	175	3.8	2.03	0.24	10	15
P-19	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	3	15
P-20	50×50	3.5	175	3.8	2.03	0.24	3	15
P-22	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	5	15
P-25	50×50	3.5	116	2.5	2.03	1.18	10	15
P-26	50×50	3.5	116	2.5	2.03	2.37	10	15
P-28	φ56.4	3.5	250	4.7	2.03	0.24	10	15
P-29	φ56.4	3.5	175	3.3	2.03	0.24	10	15
P-31	φ56.4	3.5	250	4.7	2.03	2.37	10	15
P-32	φ56.4	3.5	175	3.3	2.03	2.37	10	15
P-56	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	10	15
P-57	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	10	15
P-58	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	10	15
TP-2	40×40	4.0	125	3.5	1.58	0.57	3	15
TP-3	40×40	4.0	125	3.5	1.58	0.57	1	15
M-1	120×120	5.0	480	4.2	0.77	0.1	3	16
M-2	120×120	5.0	480	4.2	0.77	1.03	3	16
M-3	120×120	5.0	480	4.2	1.21	1.03	3	16
M-4	120×120	5.0	480	4.2	1.75	1.03	3	16



(a) 載荷回数が 10 回程度の場合



(b) 載荷回数が 5 回以下の場合

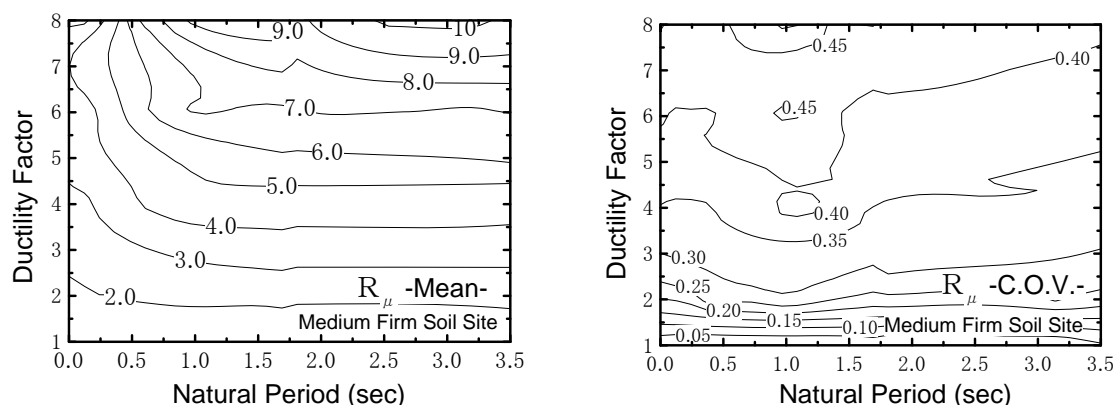
図-4.2.4 終局変位推定精度

## 4. 2. 5 非線形地震応答の推定精度

道路橋示方書に示される地震時保有水平耐力法では非線形地震応答の評価にエネルギー一定則を用いている。一般的な道路橋の場合、エネルギー一定則は安全側の評価を与えることは経験的に知られている。一方、非線形地震応答の評価を精度よく推定し必要降伏震度を求める手法として荷重低減係数と固有周期との関係を示す手法(リダクションファクタースペクトル)が提案され、Miranda<sup>17)</sup>の提案する回帰式が各種地震波の荷重低減係数( $R_\mu$ )を平均的によく近似することが知られている<sup>18)</sup>。荷重低減係数は主に地震波の位相特性に影響を受けるが、位相特性は千差万別であるため荷重低減係数も地震波の特性によってばらつく。このばらつきについては、Miranda<sup>19)</sup>が変動係数は固有周期にほぼ依存せず塑性率の増加とともに増加する傾向にあることを示し、塑性率2の場合20~30%程度、塑性率5の場合35~45%程度であることを算定している。

ここでは地震動特性による荷重低減係数のばらつきについて検討を行うために、川島ら<sup>20)</sup>によって解析された水平方向394成分の地震波形を対象として、荷重低減係数の解析を実施した。これらの強震記録は1980年までに国内で土木構造物にて観測された強震記録約800成分のうち、信頼性のある記録のみを選別したものである。解析は、1自由度系モデルを用いた。系の復元力特性には完全弾塑性型バイリニアモデルを用い、固有周期を $T=0.1, 0.126, 0.158, 0.2, 0.251, 0.316, 0.398, 0.501, 0.631, 0.794, 1, 1.259, 1.585, 1.995, 2.512, 3.162, 3.981, 5.012$ 秒と変化させ、塑性率が2, 4, 6, 8となるような降伏耐力を求めた。系の減衰定数は5%とした。荷重低減係数は、この降伏耐力と質点の重量と弾性応答加速度を乗じた慣性力との比として求めた。

図4.2.5(a)に代表的な荷重低減係数の例としてⅡ種地盤213成分の荷重低減係数の平均値を等高線の形で示す。概ね0.5~1秒程度を境として、それより長周期側では塑性率と荷重低減係数とがほぼ同一の値を示す変位一定則の傾向がみられる。それより短周期側では塑性率と固有周期に影響を



(a) 荷重低減係数の平均値

(b) 荷重低減係数の変動係数

図4.2.5 強震記録Ⅱ種地盤213成分の荷重低減係数の平均値と変動係数(1980年までに土木構造物で観測された強震記録)

受け荷重低減係数は複雑に変化する。塑性率 5 の場合に着目したとき、エネルギー一定則を仮定した場合では荷重低減係数は 3 と算定される。図-4.2.5(a)に示すⅡ種地盤での結果によれば、どの固有周期域においても荷重低減係数は 3 以上が計算されており、平均値で見る限りエネルギー一定則はどの周期帯においても安全側の応答評価を行っていることがわかる。別途計算した他の地盤種別においても同様の傾向がみられた。

図-4.2.5(b)にⅡ種地盤における荷重低減係数の変動係数の分布を示す。塑性率が 1 の場合変動係数はゼロであるが、塑性率が 2 程度の場合 20～25%程度にまで急増する。その後塑性率が大きくなるにつれ変動係数は緩やかな増加の傾向を示す。Miranda は、固有周期にかかわらず塑性率が 2 の場合変動係数が 20～30%程度、塑性率が 5 の場合変動係数が 35～45%であることを指摘したが、本検討においては、Miranda が用いた地震波とは異なる地震波を用いているにも関わらずほぼ同程度の変動係数が算定された。

#### 4. 2. 6 材料特性等が鉄筋コンクリート橋脚の信頼性評価に与える影響

材料特性、変形性能評価、非線形地震応答評価のばらつきを考慮し、ばらつきの特性が鉄筋コンクリート道路橋橋脚の耐震信頼性評価に及ぼす影響について検討を行った。ここでは、荷重低減係数のばらつきは取り扱わず、エネルギー一定則もしくは変位一定則を確定的に用いた。このようにして、材料強度特性および変形性能評価特性のばらつきにのみ着目した検討を行った。概念図を図-4.2.6、4.2.7 に示す

検討対象とした鉄筋コンクリート橋脚は、図-4.2.1 に示す断面のなかで矩形断面を有しかつ断面が高さ方向に変化しない橋脚を想定した。地盤はⅡ種地盤を考慮した。橋脚高さは 10m と固定した。上部構造重量については上部構造に作用する慣性力として求めることとし、次式に示すようにエネルギー一定則および変位一定則を用いて算出することとした。次式は、許容される変形性能を全て設計において期待した場合に、エネルギー一定則もしくは変位一定則を仮定して算定される最大の上部構造重量を算定するものである。なお、橋脚重量は無視した。

(エネルギー一定則を仮定する場合)

$$W^O = \sqrt{2\mu_{pa}^O - 1} \cdot \frac{P_{py}^O}{khc^O} \quad (4.2.1)$$

(変位一定則を仮定する場合)

$$W^O = \mu_a^O \cdot \frac{P_{py}^O}{khc^O} \quad (4.2.2)$$

ここに、 $W^O$ ：設計で考慮する上部構造設計重量、 $khc^O$ ：弾性震度（道路橋示方書レベル 2 タイプⅡ地震動Ⅱ種地盤の設計震度を用いた）、 $\mu_a^O$ ：設計許容塑性率で式(4.2.3)によって求める、 $P_{py}^O$ ：公称強度に基づく設計降伏耐力、 $\delta_u^O (= \delta_c^O)$ ：公称強度に基づく設計終局変位、 $\delta_y^O$ ：公称強度

に基づく設計降伏変位、 $SF$ ：安全係数（道路橋示方書の場合、1.2 および 1.5）

$$\mu_a^o = 1 + \frac{\delta_u^o - \delta_y^o}{SF \cdot \delta_y^o} \quad (4.2.3)$$

本文では、最大応答変位を降伏変位で除した量を塑性率(Ductility Demand)、終局変位を降伏変位で除した量をじん性率(Ductility Capacity)と定義する。また、上付文字の「 $O$ 」は設計で考慮する量とし「設計…」と表記し、「 $P$ 」は実際に発揮されると想定される量とし「実…」と表記する。さらに、下付文字の「 $D$ 」は Demand を表し、「 $C$ 」は Capacity を表すこととする。例えば、実塑性率  $\mu_D^P$  は実際に発揮される塑性率を表し、実じん性率  $\mu_C^P$  は実際に発揮されるじん性率を表す。また、設計塑性率  $\mu_D^O$  は設計で考慮する塑性率を表し、設計じん性率  $\mu_C^O$  は設計で考慮するじん性率を表す。本論文では他の量についても同様の表記をする。

材料強度等によるばらつき、および変形性能評価式の評価誤差によるばらつきを考慮した場合に、構造物が実際に保有する実じん性率  $\mu_C^P$  は次式のようにして求めた。公称強度に基づいて算出される終局変位  $\delta_u^O$  に対して、材料特性等のばらつきを考慮した終局変位  $\delta_u^{Pm}$  を算出し、さらにこの  $\delta_u^{Pm}$  に対して変形精度評価式の評価誤差によるばらつきを考慮し、最終的に構造物が実際に発揮する終局変位  $\delta_u^P (= \delta_C^P)$  もしくは実じん性率  $\mu_C^P$  を算出した。なおここでは、変形性能評価式の精度のばらつきは、図-4.2.3 に示した載荷繰返し回数が 5 以下の場合の平均および変動係数を考慮し、ばらつきは正規分布を仮定した。

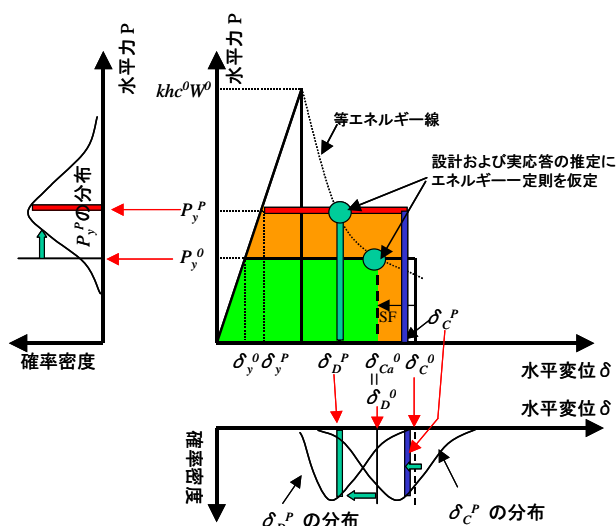


図-4.2.6 材料特性等のばらつきが鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価に与える影響の概念図（エネルギー一定則を仮定する場合）

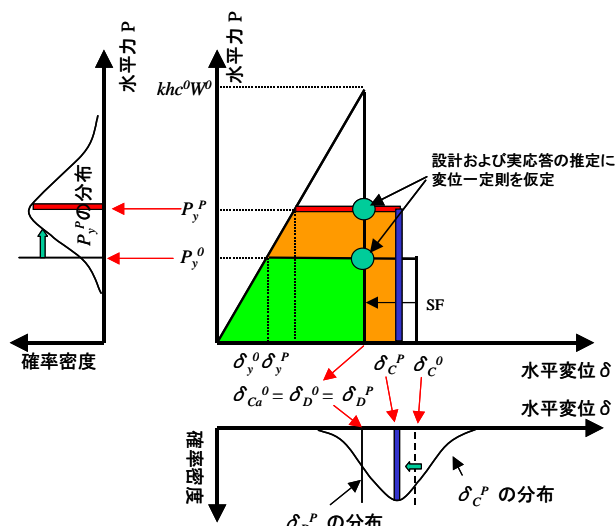


図-4.2.7 材料特性等のばらつきが鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価に与える影響の概念図（変位一定則を仮定する場合）

$$\mu_c^P = \frac{\delta_c^P}{\delta_y^P} = \frac{\delta_u^P}{\delta_y^P} \quad (4.2.4)$$

ここに、 $\mu_c^P$ ：材料強度等のばらつき、変形性能評価式の評価誤差によるばらつきを考慮した実際に発揮されるじん性率（実じん性率）、 $\delta_u^P (= \delta_c^P)$ ：実終局変位で式(4.2.5)により求める、 $R$ ：平均 0, 分散 1 の正規分布乱数、 $C.O.V$ ：変形性能評価のばらつきの変動係数、 $AVE$ ：変形性能のばらつきの平均値、 $\delta_u^{Pm}$ ：材料特性等ばらつきを考慮した終局変位、 $\delta_y^P$ ：実降伏変位で式(4.2.6)により求める、 $P_y^P$ ：材料特性等のばらつきを考慮した降伏耐力、 $k_y$ ：降伏剛性（ここでは確定量とした）である。

$$\delta_u^P = (1 + R \cdot C.O.V.) \cdot AVE \cdot \delta_u^{Pm} \quad (4.2.5)$$

$$\delta_y^P = P_y^P / k_y \quad (4.2.6)$$

材料強度等のばらつきおよび変形性能評価式の評価誤差によるばらつきに着目するため、変形性能評価についてはエネルギー一定則および変位一定則を仮定しばらつきは考慮していない。したがって、次式に従い実塑性率 $\mu_D^P$ を算定した。本来であれば、上部構造重量および剛性の変化による弾性震度もばらつくがここでは無視した。

（エネルギー一定則を仮定する場合）

$$\mu_D^P = \frac{1}{2} \left( \left( \frac{k h c^O \cdot W^O}{P_y^P} \right)^2 + 1 \right) \quad (4.2.7)$$

（変位一定則を仮定する場合）

$$\mu_D^P = \frac{k h c^O \cdot W^O}{P_y^P} \quad (4.2.8)$$

ここに、 $\mu_D^P$ ：材料強度等のばらつき、変形性能評価式の評価誤差によるばらつきを考慮した実際に発揮される塑性率（実塑性率）である。

性能評価指標（Z）としては、実塑性率と実じん性率が直接的に比較できる塑性状態率（*Inelastic Displacement (Ductility) Demand Ratio (IDDR)*）<sup>21)</sup>を用いて整理を行った。塑性状態率 *IDDR* は以下の式によって定義される。すなわち、実じん性率から算定される実じん性量（ $\mu_c^P - 1$ ）に対して、地震応答特性を考慮して算定される実塑性率から算定される実塑性量（ $\mu_D^P - 1$ ）との比で定義した。この場合、塑性状態率 *IDDR* が 1 以上の場合に、実塑性量が実じん性量を超過する、換言すれば実塑性率（実応答変位）が実じん性率（実終局変位）を超過する状態となる。

$$Z = \frac{\mu_D^P - 1}{\mu_C^P - 1} \quad (4.2.9)$$

地震時慣性力の算定にエネルギー一定則を仮定して荷重低減を行い、さらに非線形応答評価についてもエネルギー一定則を用いた場合の検討結果を図-4.2.8 に示す。なお、ここでは、塑性状態率  $IDDR$  は各モンテカルロシミュレーションの試行によって得られた塑性状態率  $IDDR$  値の分布として示した。慣性力算定と非線形応答評価に同一の評価法を用いることで、非線形応答評価時の評価誤差によるばらつきの影響を排除した。

材料強度等のばらつきのみを考慮した場合かつ安全係数  $SF$  が 1.0 の場合に着目した場合、塑性状態率  $IDDR$  の平均値は 0.86 程度となる。材料の過強度特性により変形性能は減少し耐力は増加する傾向にあるが、塑性域のエネルギー吸収量は強度の増加が変形性能の減少と比較して相対的に大きいことから、塑性変形によるエネルギー吸収量は増加することを別途確認している。この塑性域の吸収エネルギー能力の増加により、結果として非線形地震応答量が減少する効果をもたらす。このことは、エネルギー一定則の仮定の下では、材料強度等の過強度特性は構造物としては安全側に作

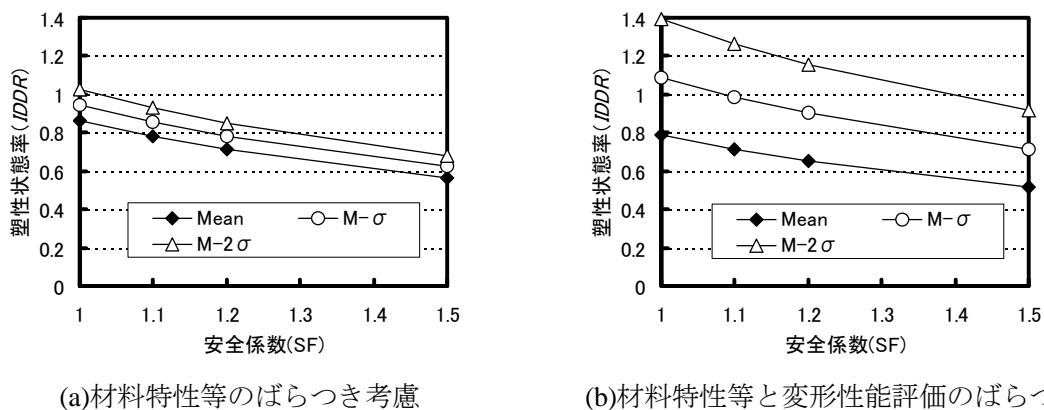


図-4.2.8 エネルギー一定則により荷重低減し設計した構造物にエネルギー一定則に従う非線形地震応答を期待する場合の塑性状態率  $IDDR$  の変化（矩形断面、橋脚高さ 10m）

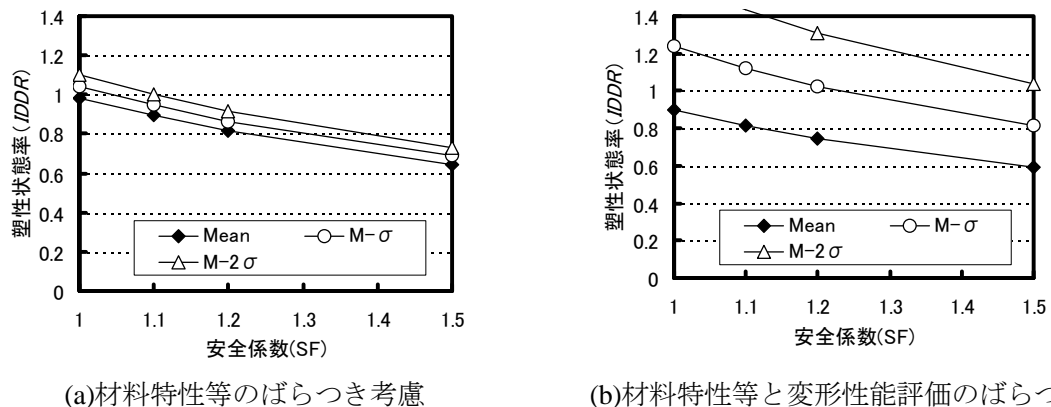
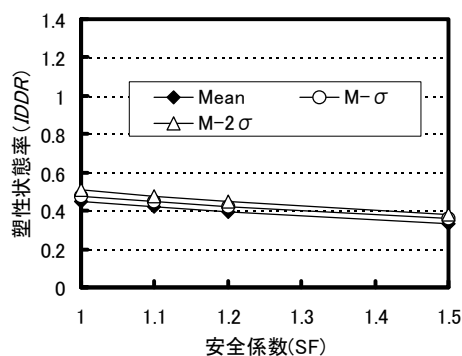
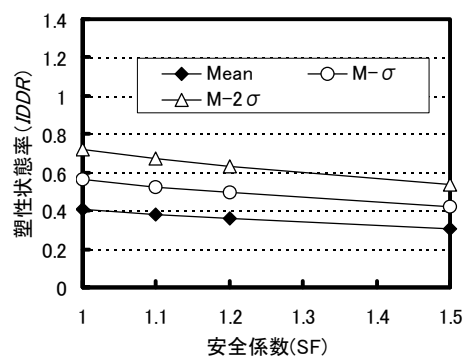


図-4.2.9 変位一定則により荷重低減した構造物に変位一定則に従う非線形地震応答を期待する場合の塑性状態率  $IDDR$  の変化（矩形断面、橋脚高さ 10m）





(a)材料特性等のばらつき考慮



(b)材料特性等と変形性能評価のばらつき考慮

図-4.2.10 エネルギー一定則により荷重低減した構造物に変位一定則に従う非線形地震応答を期待する場合の塑性状態率  $IDDR$  の変化 (矩形断面、橋脚高さ 10m)  
用することがわかる。

変形性能評価式の評価誤差によるばらつきをさらに考慮した場合では、安全係数  $SF$  が 1.0 の場合、塑性状態率  $IDDR$  の平均値は 0.78 程度となり、さらに安全側の評価を与えていることがわかる。しかしながら、ばらつきは大きくなる傾向にあり、平均値を比較した場合では変形性能評価式の評価誤差によるばらつきを考慮した場合は考慮しない場合と比較して安全側の評価となるが、「平均値＋標準偏差」等ばらつきを考慮した場合は、かならずしも安全側の評価とはならないことがわかる。

さらに、慣性力の算定に変位一定則を仮定して荷重低減を行い、さらに非線形地震応答評価についても変位一定則を用いた場合の検討結果を図-4.2.9 に示す。材料強度等のばらつきのみを考慮した場合かつ安全係数  $SF$  が 1.0 の場合に着目した場合、塑性状態率  $IDDR$  の平均値は 0.98 程度となる。変位一定則を仮定する場合、降伏耐力に関わらず地震応答変位は弾性時の応答変位と同一と仮定することから、材料の過強度特性による耐力増加は非線形応答評価に影響を及ぼさない。したがって、材料の過強度特性によって生じる変形性能の減少が、非線形地震応答評価に対して支配的となる。しかしながら、耐力の増加に伴う降伏変位の増大は応答変位が変化しないことから、実塑性率を若干減少させる。この影響により結果として塑性状態率  $IDDR$  の平均値は 0.98 程度と若干安全側の結果になったものと考えられる。さらに、変形性能評価式の評価誤差によるばらつきを考慮した場合で安全係数  $SF$  が 1.0 の場合に着目した場合、塑性状態率  $IDDR$  の平均値は 0.89 程度となる。このように、変位一定則を仮定する場合においても、材料特性等のばらつきおよび変形性能評価のばらつきは、平均値としては安全側の評価を与えることがわかる。ただし、ばらつきを考慮した場合は、エネルギー一定則の場合と同様必ずしも安全側の評価とはならない場合がある。

さらに、慣性力の算定にエネルギー一定則を仮定して行い、非線形応答評価については変位一定則を用いた場合の検討結果を図-4.2.10 に示す。材料強度等のばらつきのみを考慮した場合でかつ安全係数  $SF$  が 1.0 の場合に着目した場合、塑性状態率  $IDDR$  の平均値は 0.44 程度となる。さらに、変形性能評価式の評価誤差によるばらつきを考慮した場合で安全係数  $SF$  が 1.0 の場合に着目した場合、塑性状態率  $IDDR$  の平均値は 0.40 程度となる。エネルギー一定則は変位一定則と比較して、小

さい荷重低減係数を算出する。したがって、エネルギー一定則を仮定して設計された構造物が、変位一定則による非線形地震応答推定がよい結果を与える条件下においては、実じん性率の約半分程度の実塑性率しか平均的に期待されないことがわかる。また、安全係数  $SF$  の増大による塑性状態率  $IDDR$  の低減傾向は他のケースと比較して鈍化している。

#### 4. 2. 7 エネルギー一定則により設計された鉄筋コンクリート橋脚の信頼性評価

上述した材料特性、変形性能評価、非線形地震応答評価のばらつきを考慮し、道路橋示方書に従って変形性能に期待してじん性設計された鉄筋コンクリート道路橋橋脚の耐震性の信頼性評価を行った。概念図を図-4.2.11 に示す。

検討した鉄筋コンクリート橋脚は、図-4.2.1 に示す矩形断面、円形断面、壁式断面を有しかつ断面が高さ方向に変化しない橋脚を想定した。地盤はⅡ種地盤を考慮した。橋脚高さは  $5\sim 40\text{m}$  と変化させた。上部構造重量が一定でかつ橋脚断面を固定した場合、橋脚高さが高くなるにつれ同一震度であっても橋脚基部に作用するモーメントが異なる。したがって、上部構造重量を橋脚高さに応じて変化させることにより慣性力および固有周期を調整し、橋脚高さが変化しても必要橋脚基部断面が変化しないよう条件設定をした。上部構造重量の算出方法は、式(4.2.1)に示した手法を用いた。なお、高橋脚になるに従い橋脚重量による高次モードの振動は無視できなくなるがここでは単純化のために無視している。

このように設定した橋脚の設計じん性率の特性 ( $SF=1.0$  の場合) を、橋脚高との関係で示したのが図-4.2.12 である。橋脚高が高くなるとともに弾性変形量は橋脚高さの 3 乗に比例して増大するが、

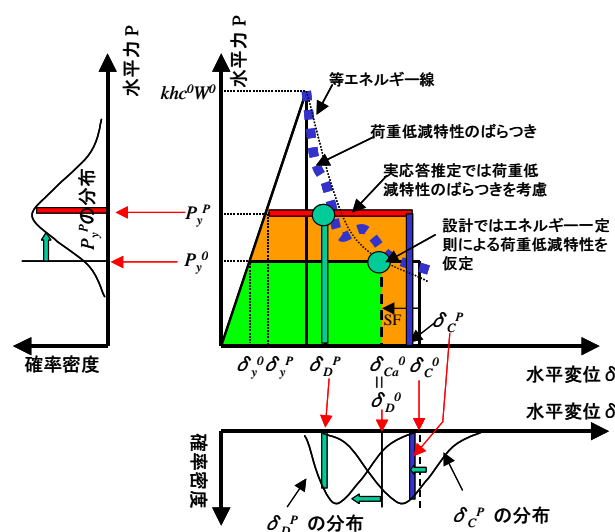


図-4.2.11 エネルギー一定則でじん性設計された鉄筋コンクリート橋脚の荷重低減係数のばらつきを考慮した場合に耐震信頼性評価に与える影響の概念図

塑性変形量は橋脚高さに比例するため、結果として設計じん性率は橋脚高の増大とともに減少することとなる。これは、断面形状に共通の傾向である。したがって、鉄筋コンクリート橋脚においては、比較的固有周期が短い構造物は設計じん性率が大きく、比較的固有周期が長い構造物は設計じん性率が小さいという構造上の特徴を考慮した解析を行う必要がある。

さらに、図-4.2.13 に矩形断面橋脚の設計じん性率を設計で考慮する塑性率と見なして、エネルギー一定則、変位一定則から求められる荷重低減係数および図-4.2.5 に示したⅡ種地盤 213 成分の強震記録より求められる荷重低減係数の平均値とを比較整理した結果を示す。前述したように、同じ設計じん性率を有する場合、固有周期が増大するとエネルギー一定則で設計された構造物は安全側の設計になる傾向にある。しかしながら、実際の橋脚では橋脚の設計じん性率は橋脚高の増大とともに減少するため、期待される荷重低減係数は固有周期の増大とともに減少する。エネルギー一定則を仮定した場合に推定される荷重低減係数と、213 成分の荷重低減係数の平均値を比較した場合、固有周期が概ね 0.5～1.0 秒程度において両者の差が大きくなる傾向がみられるが、それより長周期側では両者の差が小さくなる傾向にあることがわかる。またそれより短周期側においても必ずしも明確な傾向ではないが両者の差が小さくなる傾向が見られる。

このようにして設定した橋脚に対して、材料特性等のばらつき、変形性能評価のばらつき、非線形地震応答評価のばらつきとして荷重低減係数のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションを行った。なお、試行回数は 20,000 回である。

橋脚の実じん性率は、式(4)に示したように材料強度等のばらつき、変形性能評価式の推定精度のばらつきを考慮して算定した。実塑性率は、先に述べたⅡ種地盤における 213 成分のリダクションファクターから算出した。具体的な算出方法は、1 回のモンテカルロシミュレーションの試行に対して、1～213 の一様整数乱数発生値に対応する地震波のリダクションファクター特性を用いた。具体的には次式に従って算出した。

$$\mu^D = f \left\{ \frac{k h c^o \cdot W^o}{P_y^P} \right\} \quad (4.2.10)$$

ここに、 $f \left\{ \frac{k h c^o \cdot W^o}{P_y^P} \right\}_i$  : 実降伏耐力比をリダクションファクター値として取り扱った場合に想定される必要じん性率を  $i$  波の特性より求める関数。具体的には、実降伏耐力比を用いた動的解析を実施し、その応答塑性率を実じん性率とした。

$R(n)$  :  $n$  個の一様整数乱数値

性能関数は前述した塑性状態率  $IDDR$  で定義した。矩形断面橋脚の塑性状態率  $IDDR$  の平均値に着目した結果を図-4.2.14 に示す。変位に対する安全係数  $SF$  を 1.0 とした場合であっても、ほぼ全周期帯にわたって荷重低減係数のばらつきを考慮した実塑性率は、実じん性率に対してほぼ 1/2 程度以下であることがわかる。平均的な塑性状態率  $IDDR$  値が 1/2 程度であることは図-4.2.10(b)の安全

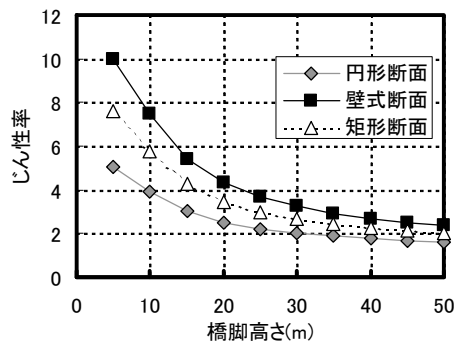


図-4.2.12 設計じん性率と橋脚高の関係  
(検討橋脚)

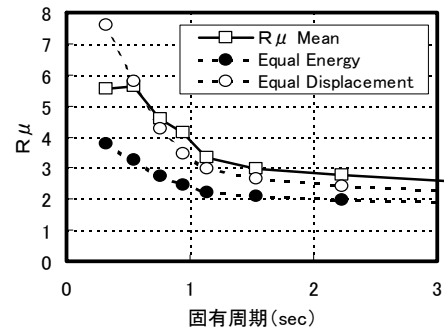


図-4.2.13 固有周期と荷重低減係数の関係  
(検討橋脚・矩形断面)

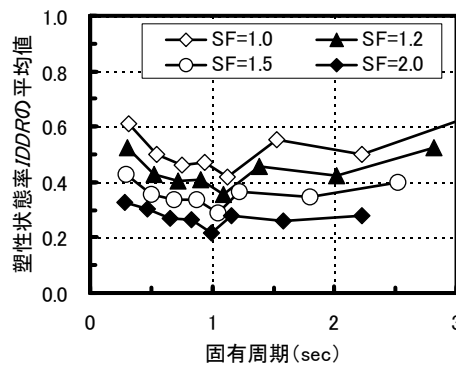


図-4.2.14 エネルギー一定則により設計された道路橋脚の塑性状態率  $IDDR$  の平均 (矩形断面)

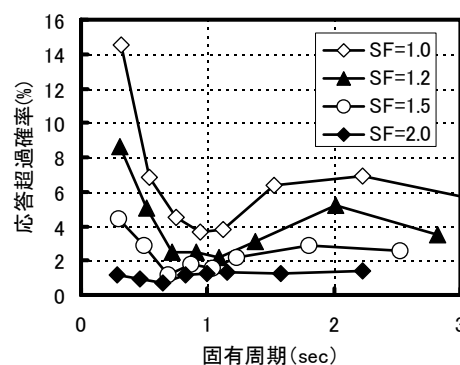
係数  $SF=1.0$  の場合と同様の傾向である。したがって、設計ではエネルギー一定則に従った荷重低減を行うのに対し、実際の応答は変位一定則に従った荷重低減の傾向がみられることを意味している。このことから、平均的な応答においては、実じん性率に比較して実際の地震時の応答すなわち実塑性率は小さいことがわかる。

さらに、各断面を有する橋脚の塑性状態率  $IDDR$  が 1.0 以上となる状態、すなわち実塑性率が実じん性率を超過する状態になる確率、すなわち応答超過確率に着目したシミュレーション結果を、各橋脚断面形状毎に図-4.2.15 に示す。構造信頼性では破壊確率と呼ばれる量であるが、本論文ではあえて「破壊確率」とは定義せず「応答超過確率」と定義した。図-4.2.14 では平均的な応答を対象として議論したが、本図ではばらつきに着目していることとなる。図中では安全率  $SF$  を変化させた結果を示す。

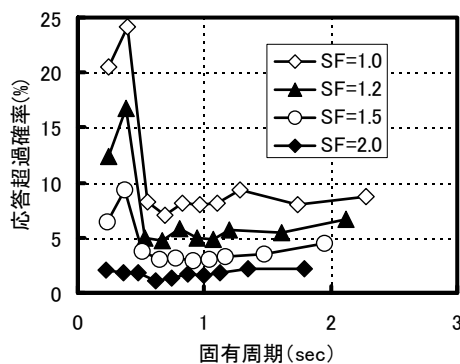
さらに、図-4.2.15 に示す応答超過確率において、矩形断面橋脚における結果に着目した場合、固有周期が 0.5～1.0 秒の場合、さらに許容塑性率算定に用いる安全係数  $SF$  が 1.0 の場合に応答超過確率は 5%程度であることがわかる。道路橋示方書で重要度が特に高い道路橋 (B 種橋) の設計に使用される安全率  $SF=1.5$  の場合には応答超過確率は 2%程度となる。それより短周期域および長周期域においては応答超過確率が比較的大きくなる傾向にある。概ねの傾向は荷重低減特性のばらつきに

よって説明が可能である。213 成分の荷重低減係数の平均値とエネルギー一定則により推定される荷重低減係数の比に着目した場合、固有周期と設計応答変位超過確率の関係はほぼこの比の逆数の傾向と一致していることがわかる。固有周期が 1.0 秒以上の長周期域と 0.5 秒以下の短周期域における応答超過確率のレベルに違いがある。これは短周期域のようにエネルギー一定則的な地震応答をする領域では、材料特性のばらつきによる橋脚の耐力特性のばらつきの影響が、長周期域のように変位一定則的な地震応答をする領域におけるそれと比較して大きいことに原因があると考えられる。

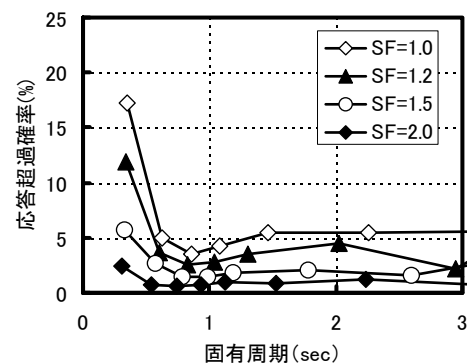
矩形断面における応答超過確率の傾向は、壁式断面においても同様の傾向がみられる。しかしながら、円形断面においては若干異なった傾向がみられる。安全係数  $SF$  が 1.0 の場合に着目した場合、一般的な道路橋の固有周期帯である 0.5～1.0 秒付近では、設計じん性率の小さい円形断面橋脚において大きな応答超過確率が確認され、壁式断面橋脚のように設計じん性率が大きい場合には応答超過確率が小さくなる傾向にある。同一断面積、同一主鉄筋比、同一体積帯鉄筋比の条件のもとでは、壁式断面を有する橋脚が最も耐震安全性が高く、円形断面橋脚が最も低い結果となった。同一断面積、同一主鉄筋比、同一体積鉄筋比の条件のもとでの矩形断面、円形断面、壁式断面を有する橋脚の変形性能は、図-4.2.11 から明らかなように、壁式橋脚が比較結果として設計じん性が大きく、円



(a) 矩形断面



(b) 円形断面



(c) 壁式断面

図-4.2.15 エネルギー一定則を用いて設計された道路橋の応答超過確率に関する信頼性解析結果

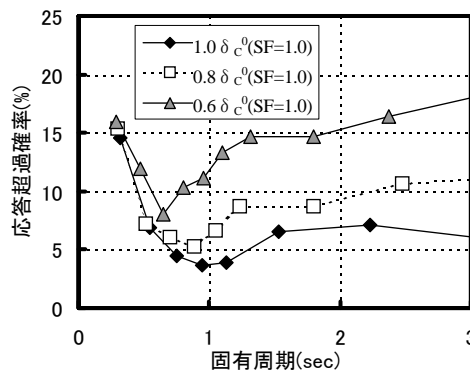


図-4.2.16 変形性能と応答超過確率の関係 (矩形断面)

形橋脚は小さい傾向にある。したがって、この応答超過確率の大小の傾向は断面形状の差というよりは変形性能の差とも考えられた。このことから、橋脚のじん性率との関係を調査した。

橋脚のじん性率と応答超過確率との関係を検討するために、設計時に期待する設計終局変位を様々に変化させ、それに対応する設計じん性率を有する矩形断面橋脚の耐震信頼性評価を行った。具体的には、本検討橋脚の変形性能（設計終局変位－設計降伏変位）を100%、80%、60%と減少させた場合の橋脚の耐震信頼性評価を行った。他の材料特性等の変動要因のばらつきは変化させていない。図-4.2.16 に応答超過確率と終局変位量との関係を示す。変形性能が小さくなるにしたがい、0.5秒付近の短周期帯を除いて全固有周期帯にわたって応答超過確率が大きくなることがわかる。一方0.5秒付近以下の固有周期帯の応答超過確率はほぼ類似の値となる。これは、213成分の地震波の荷重低減特性が、0.5～1.0秒付近以上において変位一定則の傾向を示していることから、期待される変形性能が大きくなるにしたがい、安全性が増加するためである。一方、0.5秒付近ではエネルギー一定則の傾向を示すため、変形性能の大小による安全性の変化が上記領域に比べて変化が小さくなるためと考えられる。以上のことから、変形性能が小さくなるに従い、応答超過確率は大きくなることがわかる。このことから、図-4.2.15に見られた橋脚断面形状の違いによる応答超過確率は、断面の違いによる変形性能の差によるところが大きいことがわかる。

#### 4. 2. 8 荷重低減係数に係る安全係数に関する検討

エネルギー一定則に基づいて変形性能を期待した設計を行った道路橋橋脚の信頼性評価を行った。結果として、213成分の強震記録に基づいた解析によれば、実際の荷重低減係数は変位一定則に近い特性があるため、設計時において荷重低減係数をエネルギー一定則に基づいて設計した構造物は安全側の設計となり、結果的に橋脚断面形状に値は左右されるものの、応答超過確率は概ね5-10%以下であることが判明した。

ここでは、さらに地震波の平均的な荷重低減特性を用いて上部構造重量の設定に用いた場合にお

ける応答超過確率の変化に着目した検討を行った。すなわち、エネルギー一定則に代わり設計上簡易にかつ確からしく荷重低減係数を表現できる手法が確立された場合における、荷重低減係数に係る安全係数  $\gamma$  の設定および許容塑性率算定における安全係数  $SF$  の設定について検討を行ったものである。

検討対象とした橋脚は、図-4.2.1 に示した矩形断面を有する橋脚で、検討方法については前述した方法を用いた。なお、上部構造重量の算定にあたっては、Ⅱ種地盤で記録された 213 成分の強震記録のリダクションファクターの平均値を用いて上部構造重量の算定を行った。

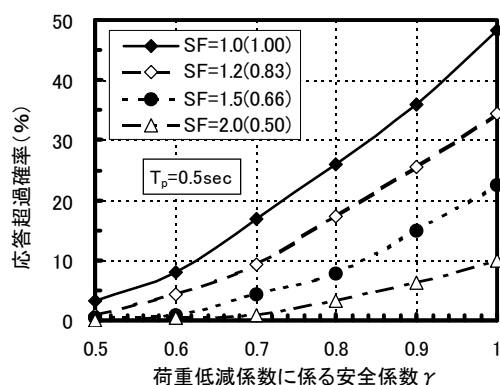
$$W^o = \gamma \cdot \frac{f^{-1}(\mu_a^o)_m \cdot P_y^o}{k h c^o} \quad (4.2.11)$$

ここに、 $f^{-1}(\mu_a^o)_m$  : 強震記録 213 波の許容塑性率  $\mu_a^o$  に対する荷重低減係数の平均値、 $\gamma$  : 荷重低減係数に係る安全係数 (0.5—1.0) である。

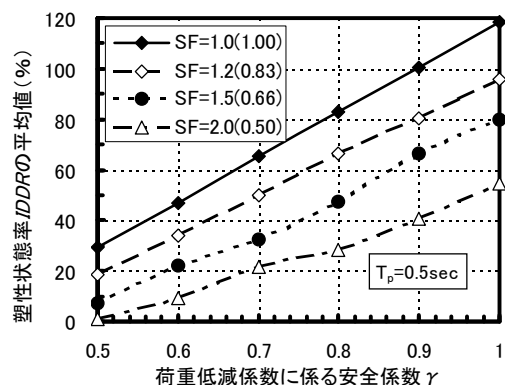
計算は、橋脚高さを 5～40m および許容塑性率算定における安全率を 1.0～1.5 に変化させた計算を行った。結果の一部として、固有周期が 0.5 秒、1.0 秒、1.5 秒における応答超過確率および塑性状態率  $IDDR$  の平均値を整理したものが、図-4.2.17 である。図-4.2.17 では矩形断面での計算結果を示す。固有周期 0.5 秒はほぼエネルギー一定則に従う荷重低減特性を有する固有周期域、固有周期 1.5 秒はほぼ変位一定則に従う荷重低減特性を有する固有周期域、固有周期 1.0 秒は両者の中間的な固有周期域を代表するものとして抽出した。

応答超過確率に着目した場合、荷重低減係数に係る安全係数  $\gamma$  と固有周期との関係の傾向にはほとんど差が見られないが、値は若干固有周期が短くなるに従い同じ荷重低減係数に係る安全係数  $\gamma$  であっても大きな応答超過確率が計算される。これは荷重低減係数がエネルギー一定則に近い特性を示す場合、変位一定則に近い特性を示す場合よりも応答超過確率が大きいことを示す。一般に、荷重低減係数の特性は固有周期に影響を受けるため、設計上設定する荷重低減係数に係る安全率  $\gamma$  も固有周期に対して変化させる必要があることを示している。

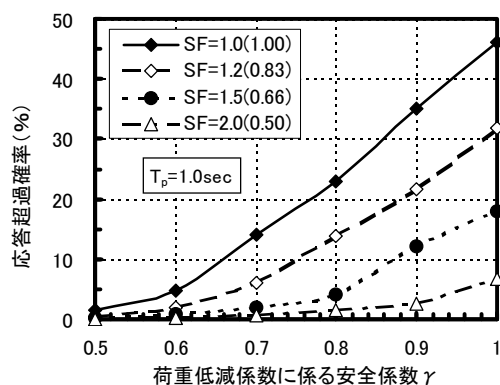
荷重低減係数に係る安全係数  $\gamma$  と目標とする固有周期および応答超過確率との関係を図-4.2.18 に示す。許容される応答超過確率を 10% とした場合で変位に係る安全係数  $SF$  が 1.5 の場合、荷重低減係数に係る安全係数  $\gamma$  は  $T=0.5$  秒の場合 0.8 程度、 $T=1.0$  秒の場合 0.85 程度、 $T=1.5$  秒の場合は 0.9 程度となる。許容される応答超過確率を 5% とした場合は、同様に  $T=0.5$  秒の場合 0.7 程度、 $T=1.0$  秒の場合 0.8 程度、 $T=1.5$  秒の場合は 0.85 程度となる。応答超過確率を 2% 程度にするためには、 $T=0.5$  秒の場合 0.65 程度、 $T=1.0$  秒の場合 0.7 程度となることがわかる。ただし、応答超過確率を 2% 程度にするためには、塑性状態率  $IDDR$  の平均値は  $T=0.5$  秒の場合する実じん性率の約 20% 程度、 $T=1.0$  秒の場合 30% 程度の平均的な実塑性率しか期待されないこととなり、非常に非効率な設計となることがわかる。



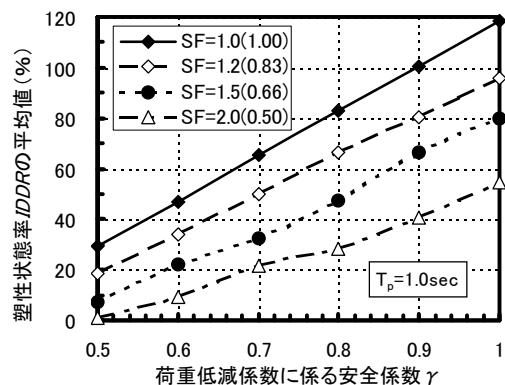
(a) 応答超過確率 ( $T_p=0.5\text{sec}$ )



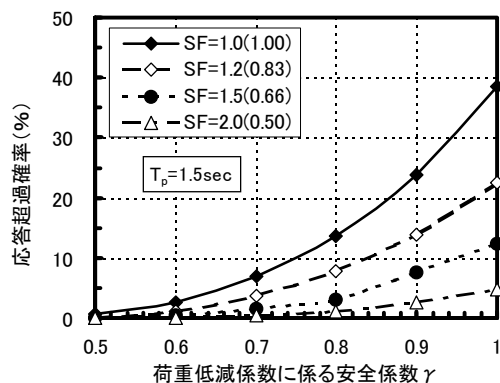
(b) 塑性状態率  $IDDR$  の平均 ( $T_p=0.5\text{sec}$ )



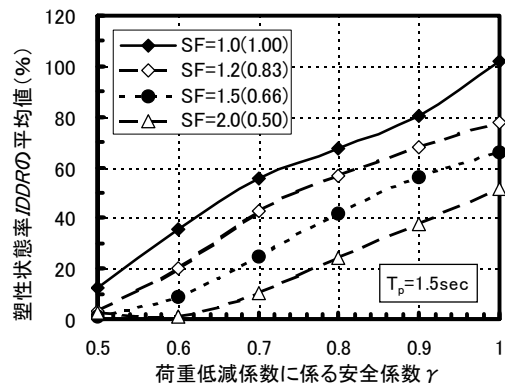
(c) 応答超過確率 ( $T_p=1.0\text{sec}$ )



(d) 塑性状態率  $IDDR$  の平均 ( $T_p=1.0\text{sec}$ )



(e) 応答超過確率 ( $T_p=1.5\text{sec}$ )



(f) 塑性状態率  $IDDR$  の平均 ( $T_p=1.5\text{sec}$ )

図-4.2.17 強震記録 213 成分の荷重低減係数の平均値を用いて設計された構造物の応答超過確率と塑性状態率  $IDDR$  の平均値の特性 (矩形断面)

許容される応答超過確率に関する議論は本稿では取り扱わないが、全ての固有周期帯にわたって同じ応答超過確率を得るためには、最も確からしい平均的な荷重低減係数の特性を用いたとしても、固有周期に応じた荷重低減係数に係る安全率  $\gamma$  を設定する必要があることが判明した。



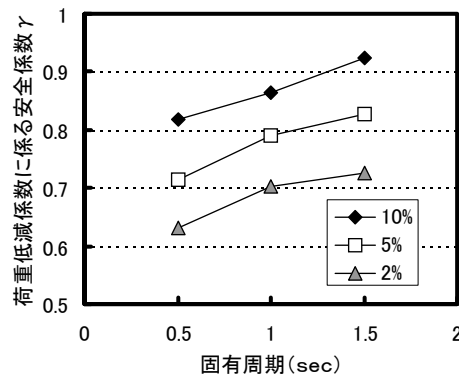


図-4.2.18 応答超過確率を一定とするための荷重低減係数に係る安全係数  $\gamma$  と固有周期の関係  
(許容塑性率算定に係る安全係数  $SF$  を 1.5 とした場合)

## 4. 2. 9 結言

道路橋示方書により設計される鉄筋コンクリート橋脚について、地震動の強度を確定量とした信頼性解析を実施した。検討結果により得られた知見をまとめると以下の通りとなる。

- ① 材料特性のばらつきを考慮した場合、耐力は増加する傾向に、変形性能は減少する傾向にある。耐力の増加は断面形状に依存しないが、変形性能の減少は断面形状に依存する。今回の試算結果では、壁式断面<円形断面<矩形断面の順に減少傾向が小さくなる。材料特性等のばらつきのなかでは、鉄筋の過強度特性が耐力および変形性能に与える影響が最も大きい。
- ② 道路橋示方書に示される変形性能評価式は、繰り返し回数が5回以下の正負交番載荷実験結果と比較して16%程度安全側の評価を与える。しかしながら標準偏差は25%程度存在した。
- ③ 1980年までに観測された強震記録を分析した結果、強震記録から算定される荷重低減係数の変動係数は、塑性率が2の場合概ね25%程度、塑性率が5の場合40%存在することが確認された。
- ④ 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性における材料強度等のばらつきの影響は、エネルギー一定則を仮定する場合、変形性能の減少を補うだけの耐力増加が期待されるため、平均的には安全性の向上が期待される。変位一定則と仮定する場合においても、耐力の増加は降伏変位の増加をもたらすため実塑性率が小さくなることから保有する変形性能が小さくなるものの平均的には安全性の向上が期待される。
- ⑤ エネルギー一定則を取り入れた設計法で設計された鉄筋コンクリート橋脚の耐震安全性を評価した場合、固有周期が0.5~1.5秒程度で応答超過確率が最小値となる。これは固有周期の増大とともに変形性能が小さくなるという橋脚の特性と、地震波の荷重低減係数の固有周期依存性による。道路橋示方書で定義されるB種橋すなわち許容塑性率算定時の安全係数  $SF$  が1.5程度の場合、断面形状によって変化するものの、応答超過確率は概ね5%以下である。この場合、塑性状態率  $IDDR$  の平均値は50%以下である。
- ⑥ 終局変位が小さくなるにつれ、すなわち設計で想定する設計じん性率が小さくなるにつれ、応答超過確率が大きくなる傾向にある。

- ⑦ 耐震設計において荷重低減係数の平均値を用いて設計を行う場合、応答超過確率を同一となるようにする場合は、固有周期に応じて荷重低減係数に係る安全係数 $\gamma$ を変化させる必要がある。矩形断面橋脚を対象とした試算結果では、許容塑性率算定時の安全係数 $SF$ を1.5とした場合、応答超過確率を10%程度とするためには、荷重低減係数に係る安全係数 $\gamma$ は固有周期が0.5秒の場合安全係数 $\gamma$ は0.8程度、固有周期が1.0秒の場合安全係数 $\gamma$ は0.85程度必要であることが判明した。

## 4. 3 部材の動的特性のばらつきに着目した免震橋梁構造の地震時信頼性評価

### 4. 3. 1 緒言

免震橋梁は、免震支承の剛性が橋脚に比較して小さい特性および減衰性が高い特性を生かし、橋梁の長周期化および高減衰化により橋梁の耐震性を向上させる特徴を持つ。したがって、免震支承の剛性のばらつきおよび減衰特性のばらつきは、免震橋梁の動的特性に影響を及ぼすばかりでなくその地震時信頼性にも影響を及ぼす。したがって、免震橋梁の地震時信頼性を確認する場合には、橋脚と免震支承を規定するパラメータのばらつき等を考慮した上で、さらに地震動による非線形応答特性を考慮した検討を行う必要がある。

現行の道路橋示方書では、免震橋梁においては橋脚が大きく非線形挙動をしないように、許容塑性率算定時の安全係数を一般橋梁にとる値の2倍としている。概ね、特に重要度が高い橋梁（B種橋）の場合、許容塑性率はじん性率の3割強しか期待しない設計を行っていることになる。一方、免震支承においては、当時破壊試験が多く行われていない背景のもと、比較的履歴特性が安定している領域として250%の水平せん断ひずみ以内となるよう設計を行っている。したがって、免震支承の破断に対する安全率からは定められていない。これらは、あくまでも設計強度および剛性を用いた免震橋梁の安全性について考えており、橋脚や免震支承を規定するパラメータのばらつきによる影響や、地震動の非線形応答特性のばらつきの影響については、安全率の中に包含されていると考えられている。しかしながら、設計法の高度化、合理化のためには、これらの要因によるばらつきの影響を取り出し、これらに対して考慮すべき安全係数等を別途定めることが必要である。したがって、これらの要因の影響を定量的に評価する必要がある。

本研究では、免震橋梁の動的特性に影響を及ぼす橋脚および免震支承を規定するパラメータに関する調査を行い、パラメータの特性特性を明らかにした。さらにこの結果を用いてこれらのパラメータを変動させた動的解析を実施し、免震橋梁における橋脚の非線形挙動と免震支承の非線形挙動に関する特性を明らかにした。なお、本解析においては橋脚や免震支承を規定するパラメータのばらつきおよび地震動の非線形応答特性のばらつきに着目するため、免震支承のハードニング特性については考慮していない。また、地震動の強度のばらつきについても考慮していない。

### 4. 3. 2 既往の研究

免震構造物に対する耐震信頼性解析を行った事例としては建築分野に多い。平田ら<sup>22)</sup>は、免震支承を用いた原子力発電所の地震時損傷確率の評価を試みている。ここでは、免震構造物においては

設計地震動レベルでも非線形域に入ることとを考慮し、免震支承のハードニング特性を考慮した解析を行っている。構造物と免震支承の非線形動的挙動を時刻歴応答解析により期待値の形で評価し、さらにシステムの動的挙動のばらつきを考慮し、これらを総合的に評価する地震時損傷評価手法を提案し、原子力発電所の耐震信頼性評価を実施している。菊地ら<sup>23)</sup>は、免震支承を用いた建築物の安全性評価を試みている。免震支承および建物を規定するパラメータを独立に変動させて耐震安全性の感度解析を実施している。その結果、建物の降伏耐力のばらつきが耐震安全性に最も支配的になること、建物の損傷確率は在来構造よりも免震支承を有する免震建物の損傷確率は圧倒的に小さくなるが、建物の降伏強度に非常に敏感に変化することを明らかにしており、免震設計を行う場合は建物には大きな塑性変形を生じさせない設計が望ましいとしている。井上ら<sup>24, 25)</sup>は、免震支承のハードニング性状に着目した免震建物の地震応答解析を実施している。その結果、免震支承にハードニングが生じた場合、上部構造各層の応答は急激な増加を示すことを明らかにし、上部構造の安全性確保のためには、免震支承の応答をハードニング開始ひずみ以下に抑えるか、上部構造の弾性限度をある程度高く設定する必要性を論じている。道路橋に着目した事例として、平井ら<sup>26)</sup>は、橋梁の免震構造に着目し、入力地震波の不確定性、橋脚の履歴特性の不確定性に着目して、モンテカルロシミュレーションによる損傷度解析を実施し、その結果、免震橋梁の損傷確率の評価においては免震装置の損傷確率が支配的となること、橋梁に免震装置を導入することにより橋脚の損傷度確率が低減されることを指摘している。しかしながら、免震支承の動的特性のばらつきについては考慮されていない。

#### 4. 3. 3 免震支承の剛性や減衰性能および破断特性のばらつき

免震支承は、1960年代にニュージーランドで開発されて以来、ニュージーランド、アメリカ、イタリア、日本等の地震被害が顕著な国々で道路橋に採用されてきた。日本の道路橋においては静岡県宮川橋において鉛入り積層ゴム支承（LRB）が初めて実用化され、その後栃木県の山あげ大橋において高減衰積層ゴム支承（HDR）が実用化され、その後徐々に免震支承の採用が徐々に増加した。しかしながら、兵庫県南部地震発生までは、免震橋梁の総数は数少なくそのため免震支承のばらつきに関する統計的情報を得るためのデータが十分ではなく、この分野に関する検討は進んでいなかったのが実情である。

表-4.3.1 統計解析に用いたデータの所有機関およびデータ数

	等価剛性*			等価減衰定数**			破断ひずみ***			備考
	LRB	HDR	RB	LRB	HDR	RB	LRB	HDR	RB	
土木研究所	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0 縮小モデル
日本道路公団	0	0	93	0	0	93	1	0	9	9 実大モデル
首都高速道路公団	0	0	0	0	0	0	0	17	0	0 縮小モデル
阪神高速道路公団	214	563	0	214	563	0	0	0	0	0 実支承
名古屋高速道路公社	325	113	0	325	113	0	0	0	0	0 実支承
静岡県	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0 縮小モデル
日本橋梁建設業協会	7	24	94	7	24	0	0	0	0	0 実支承
ゴム支承協会	0	0	0	0	0	0	0	0	108	108 縮小モデル
その他	0	0	0	0	0	0	4	4	0	0 縮小+実大モデル
合計	546	700	187	546	700	93	23	6	117	

\*: 等価剛性の算定においては、せん断ひずみ136%~175%のデータを用いた。

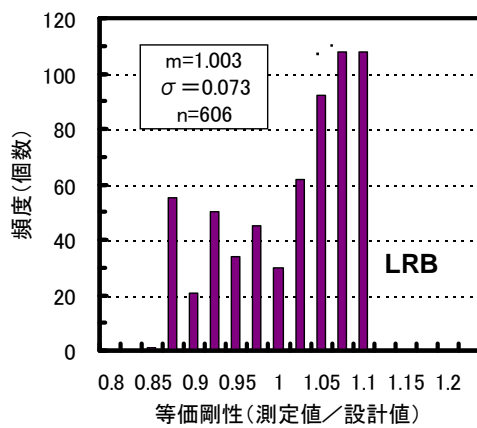
\*\* : 等価減衰定数の算定においては、せん断ひずみ150%~175%のデータを用いた。

\*\*\*: 正負交番試験後の片押し載荷試験、単調片押し載荷試験の両者の結果をまとめた。

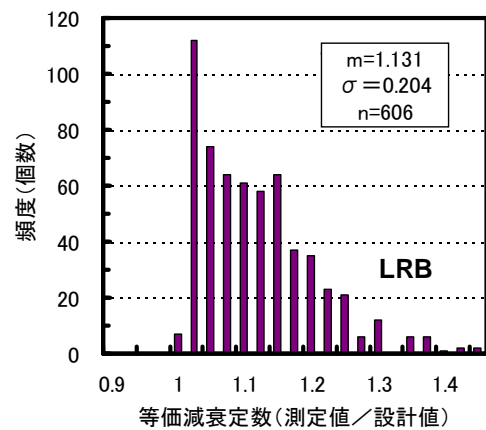
建築分野では、鉛入り積層ゴム支承および高減衰積層ゴム支承の水平バネ定数や等価減衰定数のばらつきが、1993年の段階で免震構造設計指針<sup>27)</sup>に報告されている。そこでは、LRB および HDR には等価剛性および等価減衰定数ともにばらつきして $\pm 10\sim 15\%$ 程度存在することが示されている。原子力分野では、免震支承の破断特性についても調査されており、安井ら<sup>28)</sup>は LRB や HDR および天然ゴム系積層ゴム支承 (RB) に関する破断実験結果より、概ね破断ひずみは $400\sim 500\%$ にある結果を得ている。しかしながら、道路橋に用いる免震支承は軸圧縮応力度が建築用免震支承と比較して小さいこと、活荷重による回転挙動に追従するように1層あたりのゴム層厚が建築に用いられるゴム層厚よりも厚いという特徴を有する。したがって、道路橋に用いられる免震支承については、独自にその等価剛性や等価減衰定数および破断ひずみのばらつきを調査する必要がある。

表-4.3.1 に調査したデータの所有機関とデータ数を示す。備考には、試験に用いた免震支承の概略の大きさを「縮小」、「実大」、「実支承」として示す。「縮小」とは平面寸法が $30\text{cm}\times 30\text{cm}$ 程度、「実大」とは平面寸法が $60\text{cm}\times 60\text{cm}$ 程度以上、「実支承」は実際に供する支承を示している。等価剛性および等価減衰定数は、設計上の水平せん断ひずみ限界値 $250\%$ に対して有効値として $0.7$ 倍した $175\%$ 近くのひずみ( $135\%\sim 175\%$ )与える変位振幅に対して10回の繰返し载荷を行い、安定した水平荷重-水平変位関係の得られる4回目载荷から10回目载荷時の履歴曲線から算出している。破断ひずみについては、片押しせん断試験で破断させたデータ、 $175\%$ および $250\%$ ひずみに対応する10回繰返しせん断载荷実験後に片押しせん断試験で破断させたデータ、およびその他のデータを合算して整理を行っている。厳密にはこれらの試験法によって破断ひずみが少なからず影響を受けると考えられるが、その影響を明確に把握できるだけの試験データがないこと、データを眺める限りその影響が感じられないことから、ここでは合算して整理を行っている。

図-4.3.1、図-4.3.2、および図-4.3.3に、上述した評価方法に従いLRB、HDR、およびRBにおける等価剛性および等価減衰定数に関するヒストグラムおよび平均値と標準偏差について示す。ここで、等価剛性とは最大ひずみ点における割線剛性、等価減衰定数は最大点ひずみを有するヒステリシスループが吸収するエネルギーと等価剛性を有する線形系が吸収するエネルギーが一致するように算定した。なお、データは設計値との比の形で示している。なお、等価剛性のデータについてはせん断ひずみ $135\%\sim 175\%$ における試験結果、等価減衰定数については $150\%\sim 175\%$ における試験結果を示している。等価剛性に関しては、平均値に関してはLRB、HDR、RBともほぼ設計値に近い等価剛性を有している。しかしながら、LRB および RB の標準偏差は $7\%\sim 8\%$ と、HDR の $4.6\%$ と比較して大きい。等価減衰定数においてもばらつきの大きさの傾向については同様の傾向が見られる。平均値に関しては、HDR が最も低い標準偏差が最も小さくほとんどのデータが $100\%\sim 110\%$ の間に分布していることがわかる。一方、LRB においては標準偏差が大きく平均値もHDRと比較して大きくなっている。RB においては設計値を $4\%$ として分布を整理したが、概ね平均値的には $4\%$ の等価減衰定数が確保できているがばらつきも多いことがわかる。HDR の等価剛性および等価減衰定数のばらつきはLRBのそれらと比較して小さいという知見は、免震構造設計指針(建築学会)で調査された結果<sup>27)</sup>と一致している。

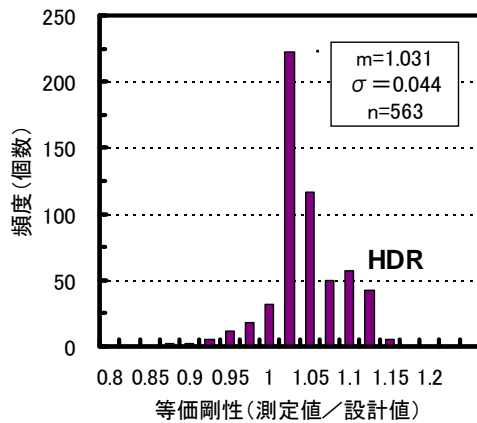


(a)等価剛性

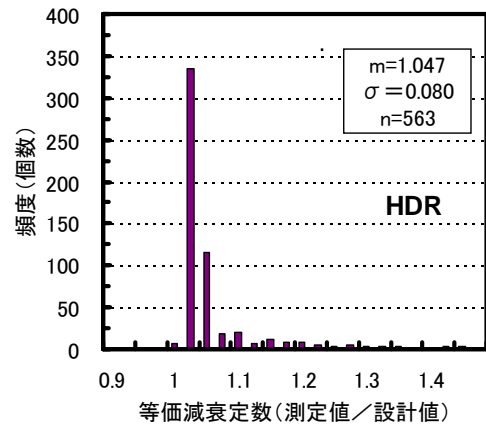


(b)等価減衰定数

図-4.3.1 LRBの等価剛性および等価減衰定数のばらつき

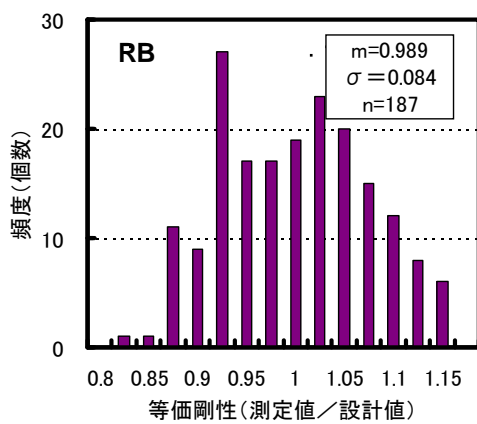


(a)等価剛性

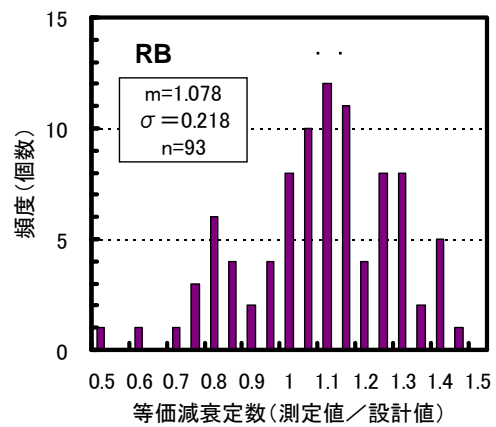


(b)等価減衰定数

図-4.3.2 HDRの等価剛性および等価減衰定数のばらつき

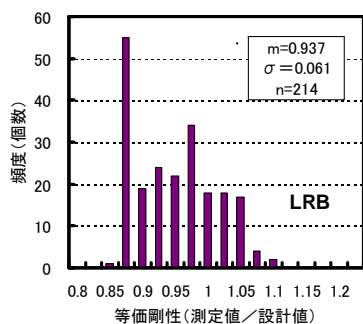


(a)等価剛性

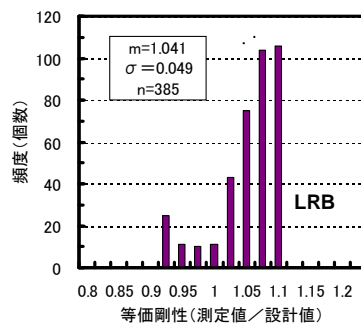


(b)等価減衰定数 (設計値を 4%と仮定)

図-4.3.3 RBの等価剛性および等価減衰定数のばらつき

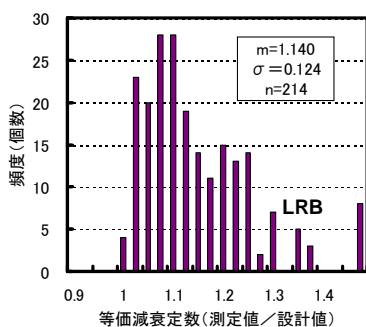


(a)阪神高速道路公団のデータ(1995-1997)

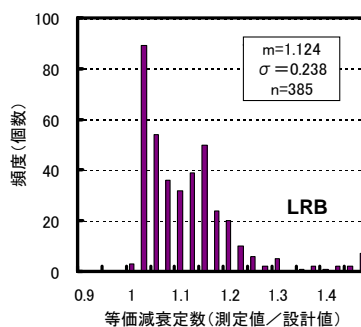


(b)名古屋高速道路公社のデータ(1996-1999)

図-4.3.4 製造年によるLRBの等価剛性のばらつきの変化

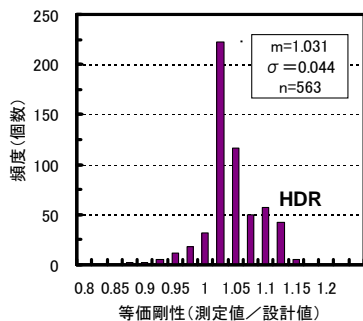


(a)阪神高速道路公団のデータ(1995-1997)

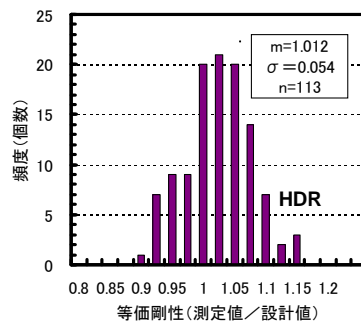


(b)名古屋高速道路公社のデータ(1996-1999)

図-4.3.5 製造年によるLRBの等価減衰定数のばらつきの変化

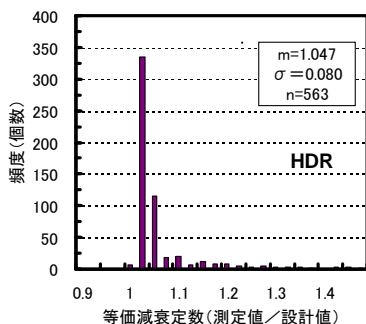


(a)阪神高速道路公団のデータ(1995-1997)

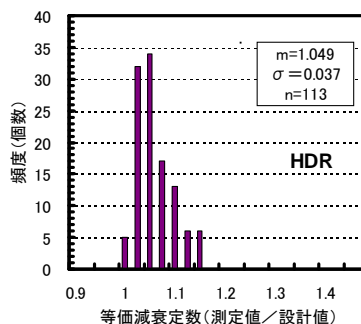


(b)名古屋高速道路公社のデータ(1996-1999)

図-4.3.6 製造年によるHDRの等価剛性のばらつきの変化



(a)阪神高速道路公団のデータ(1995-1997)



(b)名古屋高速道路公社のデータ(1996-1999)

図-4.3.7 製造年によるHDRの等価減衰定数のばらつきの変化

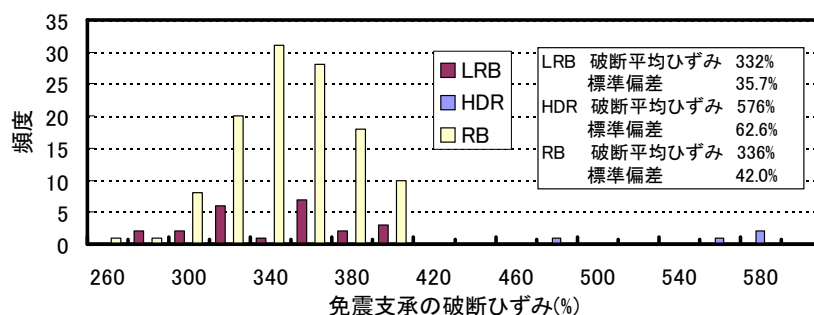


図-4.3.8 免震支承の破断ひずみ分布

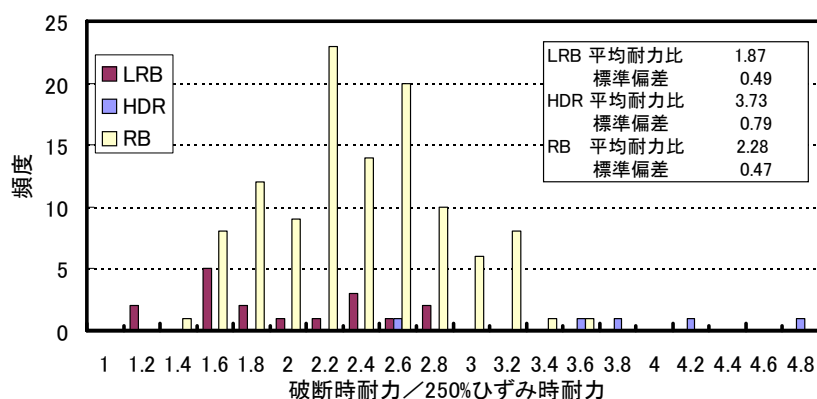


図-4.3.9 免震支承の破断耐力分布

LRB および HDR のデータの多くは、兵庫県南部地震での復旧時にデータ収集した阪神高速道路公団のデータで概ね 1995～1997 年に収集されたものと、兵庫県南部地震以降の支承改良時にデータ収集した名古屋高速道路公社でのデータで概ね 1996～1999 年に収集されたデータであり製造時期に差がある。これらの違いに着目した等価剛性および等価減衰定数の整理結果を図-4.3.4、図-4.3.5、図-4.3.6、図-4.3.7 に示す。これらの図を考察する限り、LRB の剛性分布以外には製造時期における LRB および HDR の等価剛性および等価減衰定数の分布の相違は認められない。したがって、免震支承は工業製品であるが、免震支承の製造過程においては図-4.3.1 から図-4.3.3 に示した程度のばらつきが存在するものと仮定することが妥当であると考えられる。

図-4.3.8 および図-4.3.9 に、LRB、HDR、RB の破断ひずみ分布、および破断時の耐力を 250%せん断ひずみ時の耐力で基準化した分布を示す。破断ひずみに着目した場合、LRB および RB の平均破断ひずみは 330%程度、変動係数は約 10%程度であり、ほぼ同様の破断ひずみ分布を有していることがわかる。これは、両者が天然ゴムを使用していることから、ほぼ同じ破断ひずみ分布となったと思われる。一方、高減衰ゴムを材料とした HDR の破断ひずみ概ね 500%以上と、LRB および RB に比較して非常に大きい事がわかる。HDR のデータ数は 6 個と非常に少ないものの、その差は歴然としている。破断現象については、鋼板とゴムとの付着破壊、表面ゴムの亀裂破壊など複数の破壊モードが存在する。しかしながら、今回収集できたデータに関しては、これら複数の破壊モードが混在したものとなっており、そのため破壊モードの違いによるばらつきも包括した結果となってい



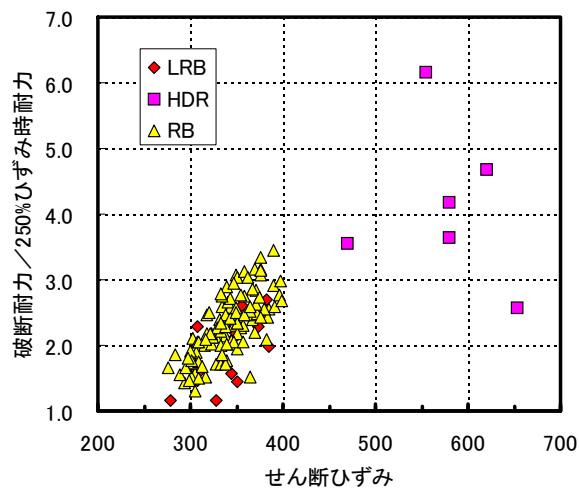


図-4.3.10 免震支承の破断耐力分布

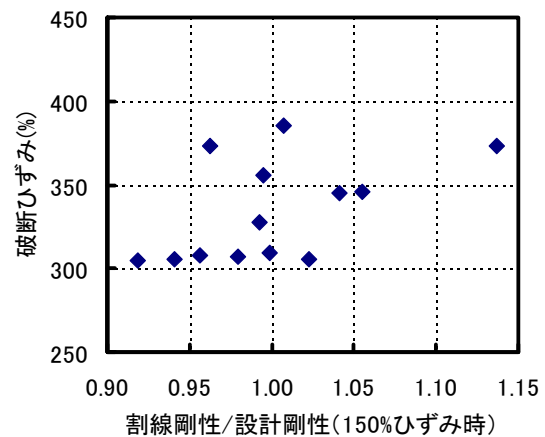


図-4.3.11 免震支承の破断耐力分布

ることに留意する必要がある。破断時の耐力特性に着目した場合、250%せん断ひずみ時の耐力で基準化した場合、平均的にはほぼ2倍程度以上となっており、ハードニングが顕著に表れている事がわかる。破断耐力/250%せん断ひずみ時耐力の指標では、**LRB** は他と比較してそのばらつきは小さいところに分布している。同じ天然ゴムを材料とする **RB** と比較して小さい原因としては、250%せん断ひずみ時の耐力のうち **LRB** については鉛プラグのせん断抵抗が全体に占める割合が少ないこと、250%せん断ひずみ以降耐力の増加はほとんどゴムのハードニングによるものと考えられるため、破断時の耐力との比として整理を行った場合は鉛プラグの影響により **LRB** の耐力比は小さく算定されるものと考えられる。また、**HDR** に関しては破断ひずみが大きいためそれに応じて耐力比も大きな値となっている。

図-4.3.10 に、破断ひずみと破断耐力比の関係を示す。両者にはほぼ線形的な関係が、**LRB**、**HDR**、**RB** いずれにおいても認められる。これはハードニングが、破断時に着目する限り多少のばらつきはあるもののほぼ同程度の勾配をもって生じていると考えられる。図-4.3.11 に、**LRB** に関する破断ひずみと 150%せん断ひずみ時の割線剛性と設計剛性との比との関係を示すが両者には明確な関係が認められない。このことは、破断現象と 150%程度の低せん断ひずみ域におけるせん断剛性とは関連がなく、等価剛性のばらつきと破断ひずみのばらつきとは相関性が小さいと判断できる。

いずれにせよ、現段階ではデータ数に乏しいため詳細な分析が行えない現状にある。今後は、道路橋においても免震支承の破断試験がより頻繁に行われる傾向<sup>2.9)</sup>にある。データの蓄積とともに、免震支承の破断特性およびその性状に関する検討をさらに深めていく必要がある。

#### 4. 3. 4 解析モデルおよび解析条件

ここでは、免震橋梁を構成する部材のばらつきが全体の耐震性能に及ぼす影響、および橋脚や免震支承といった部材の耐震性能に及ぼす影響について、3 ケースの免震橋梁を具体例とし剛性および耐力を変化させたモンテカルロシミュレーションを行い、設計で想定する地震時挙動と実際に想定される地震時挙動とを比較検討した。

図-4.3.12 に解析モデルを示し、解析モデルの剛性および耐力の関係を表-4.3.2 に示す。動的解析に用いた解析モデルは、上部構造、鉄筋コンクリート橋脚、基礎を質点とし、免震支承をバイリニアバネ、橋脚を剛性劣化型武藤モデル、基礎並進バネおよび回転バネを線形バネでモデル化した。支承部には 1%、橋脚には 2%、基礎には 20%の減衰を考慮し、レーリー減衰にてモード減衰定数を設定した。

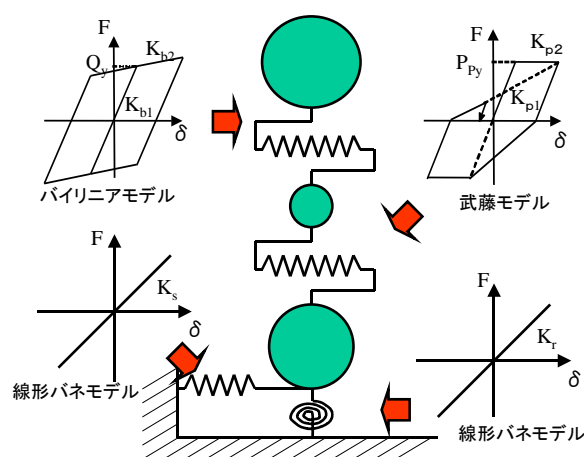


図-4.3.12 解析モデル

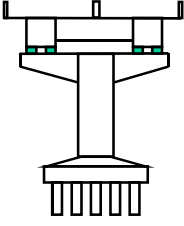
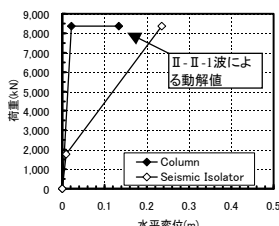
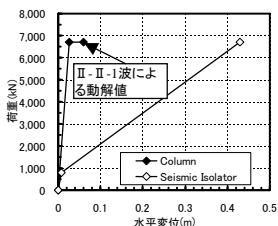
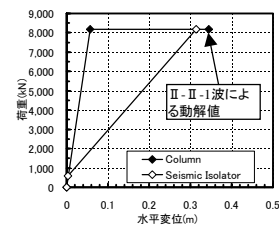
入力する地震波は、兵庫県南部地震 J R 鷹取駅波 N-S 成分を道路橋示方書 V 耐震設計編レベル II タイプ II 地震動の標準加速度応答スペクトルに適合するよう加速度振幅を調整した人工波（以下標準波）を用いた。

ここで設定した解析対象とする免震橋梁は、橋脚と免震支承の耐力および剛性のバランスを考慮した 3 モデルを対象とした。モデル 1 は橋脚および免震支承によるエネルギー吸収が想定する地震動被災時にはほぼ同等である免震橋梁、モデル 2 は免震支承によるエネルギー吸収が支配的である橋梁、モデル 3 は橋脚によるエネルギー吸収が支配的である免震橋梁を想定した。上記に示したばらつきを考慮しない場合の動的解析結果による橋脚の最大応答変位での定常応答を仮定した場合の橋脚の定常エネルギー吸収量と、同じく支承の最大応答変位での定常応答を仮定した場合の支承の定常エネルギー吸収量との比を見た場合、モデル 1 橋梁は全体系のエネルギー吸収量に対する支承の

エネルギー吸収量は41%、モデル2橋梁は71%、モデル3橋梁は10%であり、想定する地震応答の違いがわかる。換言すれば橋脚の塑性量が上記の順で大きくなっていることがわかる。表-4.3.2には、免震支承と橋脚の骨格曲線を示しているが、骨格曲線の形状からもエネルギー吸収量の大小がわかる。なお、このエネルギー吸収量の比は、地震動レベルによって異なるため、あくまでも標準波Ⅱ-Ⅱ-1波を用いた場合のエネルギー吸収量の特性である。

変動要因として設定したパラメータと設定したばらつきを表-4.3.3に示す。上部構造重量および橋脚重量には前章と同様の平均値および変動係数を有する正規分布を仮定した。橋脚の降伏剛性および降伏耐力については、前章の算定結果と平均値および変動係数を同一とする正規分布を仮定した。免震支承にはLRBおよびHDRを用い、図-4.3.4～図-4.3.7に示した阪神高速道路公団におけるばらつきデータを用いた。免震支承にはバイリニアモデルを用いることから、等価減衰定数については解析モデル上で免震支承の降伏強度を変化させることによって等価減衰定数を見かけ上変化させた。なお、これらの入力変動要因はここでは独立と仮定した。乱数の与え方および変動の設定については表-4.3.4に詳細を示す。解析はモンテカルロシミュレーション法を用いた。試行回数は、2,000回とした。

表-4.3.2 対象モデルの概要

	モデル1	モデル2	モデル3
			
橋梁形式	鋼床版鋼箱桁＋T型単柱	鋼床版鋼箱桁＋T型単柱	PCT桁＋T型単柱
上部構造重量	$W_u=8,885\text{kN}$	$W_u=4,780\text{kN}$	$W_u=6,262\text{kN}$
橋脚重量	$W_p=2,226\text{kN}$	$W_p=3,060\text{kN}$	$W_p=3,727\text{kN}$
基礎重量	$W_f=8,953\text{kN}$	$W_f=6,806\text{kN}$	$W_f=5,806\text{kN}$
基礎回転慣性	$M_f=84,750\text{kNm}^2$	$M_f=41,168\text{kNm}^2$	$M_f=33,853\text{kNm}^2$
橋脚剛性	$K_{p1}=393,247\text{kN/m}$ , $K_{p2}=0\text{kN/m}$	$K_{p1}=250,560\text{kN/m}$ , $K_{p2}=0\text{kN/m}$	$K_{p1}=142,393\text{kN/m}$ , $K_{p2}=0\text{kN/m}$
橋脚降伏変位	$\delta_p=0.02126\text{m}$	$\delta_p=0.02677\text{m}$	$\delta_p=0.05741\text{m}$
橋脚減衰定数	$h_p=2\%$	$h_p=2\%$	$h_p=2\%$
支承剛性	$K_{b1}=199,771\text{kN/m}$ , $K_{b2}=30,734\text{kN/m}$	$K_{b1}=95,614\text{kN/m}$ , $K_{b2}=14,709\text{kN/m}$	$K_{b1}=191,838\text{kN/m}$ , $K_{b2}=29,514\text{kN/m}$
支承降伏変位	$\delta_b=0.00892\text{m}$	$\delta_b=0.0083\text{m}$	$\delta_b=0.0031\text{m}$
支承減衰定数	$h_b=1\%$	$h_b=1\%$	$h_b=1\%$
動的解析橋脚塑性率 <sup>1)</sup>	$\mu=6.29$	$\mu=2.24$	$\mu=6.00$
支承固定時固有周期	$T_n=0.337\text{sec}$	$T_n=0.355\text{sec}$	$T_n=0.531\text{sec}$
免震橋脚降伏時固有周期	$T_f=1.048\text{sec}$	$T_f=1.204\text{sec}$	$T_f=1.021\text{sec}$
動解橋脚最大塑性時固有周期	$T_f=1.278\text{sec}$	$T_f=1.329\text{sec}$	$T_f=1.551\text{sec}$
定常時支承エネルギー吸収比 (最大応答変位)	0.410	0.709	0.100

1) 道路橋示方書レベルⅡタイプⅡⅡ種地盤用調整波(Ⅱ-Ⅱ-1)による動的解析

表-4.3.3 解析で考慮したばらつき要因とばらつきの設定

変動要因		変動方法		平均値	変動係数	備考
入力 変動 要因	上部構造重量 $W_u$	$W_u^R = (1 + R \cdot COV(W_u)) \cdot AVE(W_u) \cdot W_u^O$	1.05	0.05		
	橋脚重量 $W_p$	$W_p^R = (1 + R \cdot COV(W_p)) \cdot AVE(W_p) \cdot W_p^O$	1.05	0.05		
	免震支承剛性 $K_{b1,2}$	$K_{b1,2}^R = (1 + R \cdot COV(K_{b1,2})) \cdot AVE(K_{b1,2}) \cdot K_{b1,2}^O$	0.93	0.10		LRB
			1.03	0.04		HDR
	免震支承降伏強度 $P_{by}$	$P_{by}^R = (1 + R \cdot COV(P_{by})) \cdot AVE(P_{by}) \cdot K_{by}^O$	1.15	0.14		LRB
			1.05	0.08		HDR
	橋脚降伏剛性 $K_{py}$	$K_{py}^R = (1 + R \cdot COV(K_{py})) \cdot AVE(K_{py}) \cdot K_{py}^O$	0.96	0.14		
橋脚降伏耐力 $P_{py}$	$P_{py}^R = (1 + R \cdot COV(P_{py})) \cdot AVE(P_{py}) \cdot P_{py}^O$	1.14	0.06			

$\square^O$  : 公称強度等を用いた基準値、 $\square^R$  : ばらつきを考慮した確率量、 $R$  : 平均値0、分散1とする正規乱数  
 $AVE(\square)$  : ばらつきの平均値、 $COV(\square)$  : ばらつきの変動係数、

以降、公称強度等を用いた部材強度等すなわち設計用諸値を用いた場合の動的解析の結果については「設計」という言葉を用い、剛性および耐力のみのばらつきを考慮した動的解析結果については「剛性耐力のばらつきを考慮した実」という言葉を用い、地震波の違いを考慮し非線形応答特性のばらつきも考慮した場合は、「実」という言葉を用いる。

#### 4. 3. 5 免震橋梁の部材特性のばらつきが地震時挙動に及ぼす影響

全ての変動要因を変動させた場合の地震応答の変化を図-4.3.13に示す。図-4.3.13には、免震支承にLRBのばらつきを仮定した場合の変動結果を示している。図中基準応答値とは、剛性および耐力の変動を考慮しない場合、すなわち公称強度等を用いた部材強度等すなわち設計用諸値を用いた場合の動的解析の結果である。ここでは設計塑性率および設計応答ひずみとして示す。いずれのケースにおいても、免震支承の剛性耐力のばらつきを考慮した実応答ひずみは増大する方向に、橋脚の剛性耐力のばらつきを考慮した実塑性率は減少する方向にシフトすることがわかる。

免震支承の剛性耐力のばらつきを考慮した実応答ひずみが設計応答ひずみを上回る確率は、モデル1橋梁では92.1%、モデル2橋梁では84.4%、モデル3橋梁では96.2%である。どのケースにおいても最大400%を超える剛性耐力のばらつきを考慮した実応答ひずみがわずかな確率ではあるが生じていることがわかる。これに対し、橋梁の剛性耐力のばらつきを考慮した実塑性率が設計塑性率を上回る確率は、モデル1橋梁では5.7%、モデル2橋梁では10.3%、モデル3橋梁では5.3%である。これらの3ケースの解析結果を比較する限り、免震支承の剛性耐力のばらつきを考慮した実応答ひずみが設計応答ひずみを超過する応答超過確率が増大するにしたがい、橋脚の剛性耐力のばらつきを考慮した実塑性率が減少する傾向にある。このことは、免震支承と橋脚との応答の間にはトレードオフの関係があることを伺わせる。しかしながら、これはあくまでも平均値的な変動についてのみ考察できる。

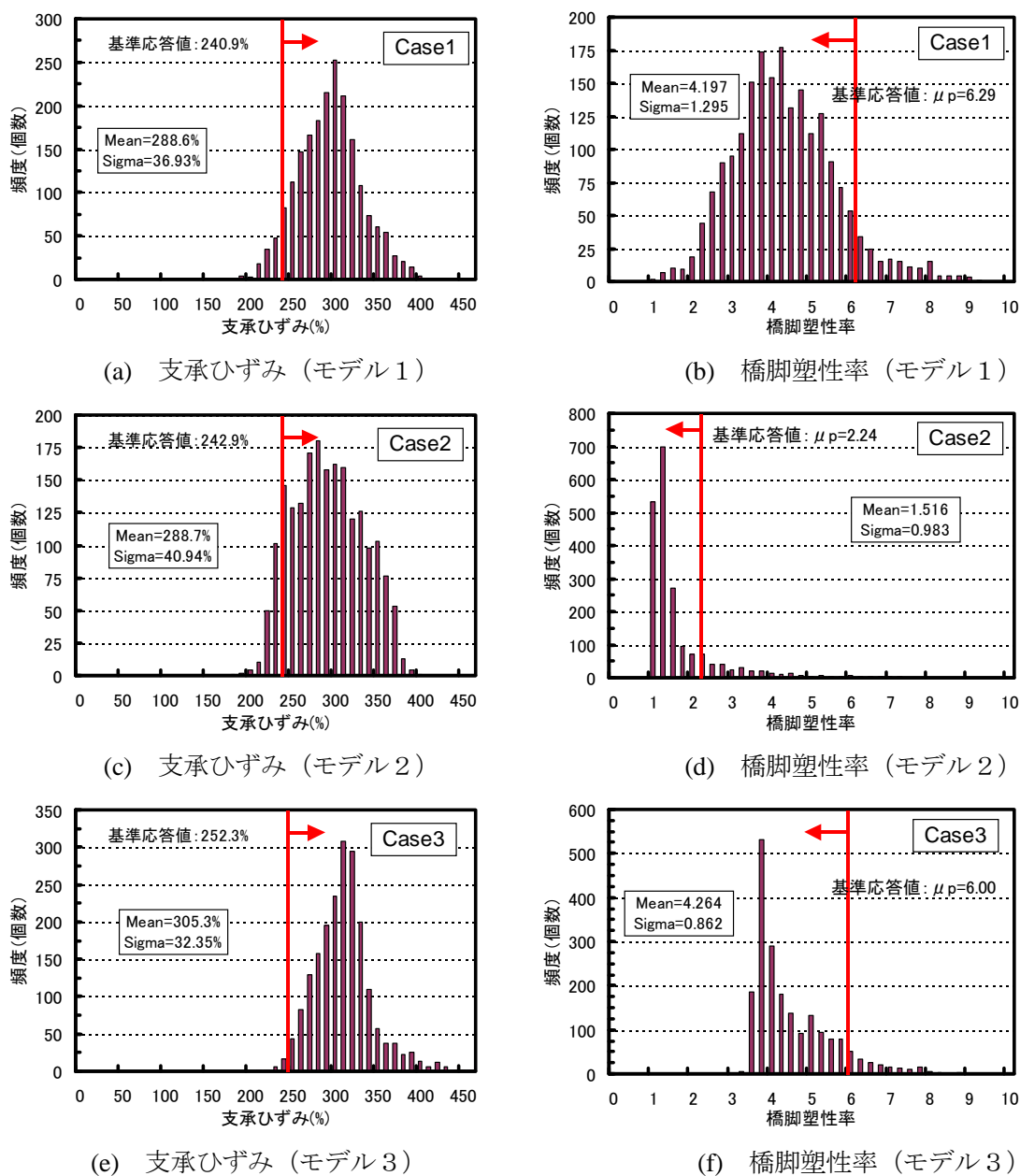


図-4.3.13 免震支承および橋脚の部材特性のばらつきを考慮した動的解析結果  
(LRB支承のばらつきを考慮した場合)

さらに、さらにこのトレードオフの関係を詳細に検討するために、Case1 における免震支承の剛性耐力のばらつきを考慮した実応答ひずみの変動特性と橋脚の剛性耐力のばらつきを考慮した実塑性率の変動特性との関係を図-4.3.14 に示す。本図では、免震支承の剛性耐力のばらつきを考慮した実応答ひずみと橋脚の剛性耐力のばらつきを考慮した実塑性率とには、平均値のシフトにおいては両者のトレードオフの関係が認められるが、ばらつきに関しては全く相関がないことがわかる。すなわち、「支承がひずむ場合は橋脚が変形せず、支承がひずまない場合は橋脚が変形する」という単純な応答関係が本図から伺うことができないことがわかる。

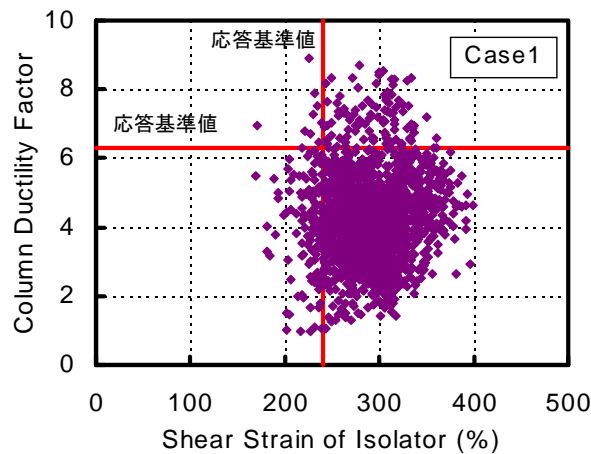
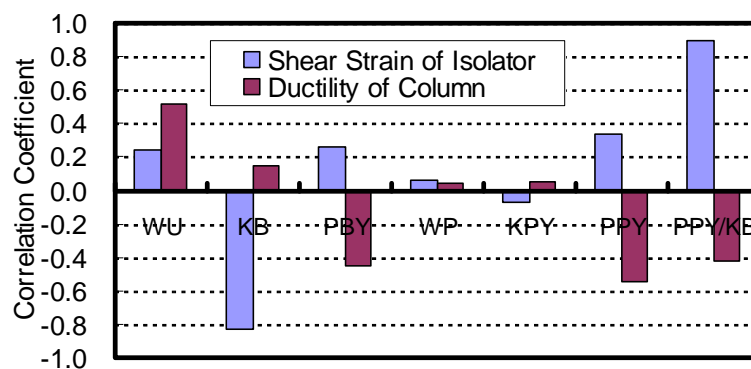


図-4.3.14 橋脚塑性率と支承ひずみとの関係 (Case1)

さらに、橋脚の剛性耐力のばらつきを考慮した実塑性率、免震支承の剛性耐力のばらつきを考慮した実応答ひずみと各変動要因との相関分析を行った結果を、図-4.3.15 に示す。上部構造重量および橋脚重量については、橋脚塑性率および支承ひずみに対してトレードオフの関係はない。しかしながら、その他の変動要因についてはトレードオフの関係が見られる。橋脚塑性率に影響を及ぼす要因は、支承の降伏耐力と橋脚の降伏耐力であることがわかる。さらに、支承ひずみについては、支承剛性と橋脚の降伏耐力であることがわかる。これらの要因はお互い独立として変動させているため、図-4.3.14 に見られるように橋脚と支承の応答に相関性が見られない結果となったものである。なお図中には、橋脚降伏耐力比を支承の剛性比で除した量と支承の応答ひずみとの相関係数は 0.89 となり、支承の応答ひずみは橋脚降伏耐力相当の荷重を支承に载荷させた場合に発生する変位に動的効果によるばらつきを考慮することによって容易に想定することが可能であることがわかる。



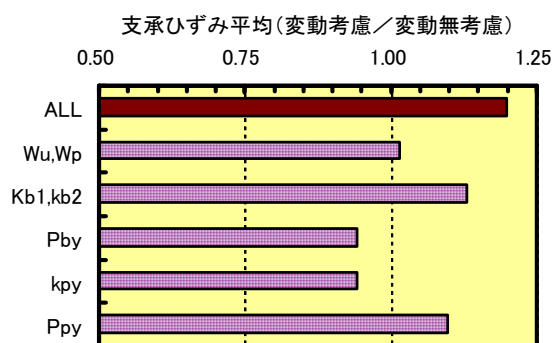
$W_u, W_p$  : 上部構造重量、橋脚重量、 $K_b, K_{b2}$  : 免震支承の 1 次剛性、2 次剛性、 $P_{b1}$  : 免震支承の降伏耐力、 $K_{py}$  : 橋脚の降伏剛性、 $P_{py}$  : 橋脚の降伏耐力

図-4.3.15 橋脚塑性率、支承ひずみと各変動要因との相関分析結果

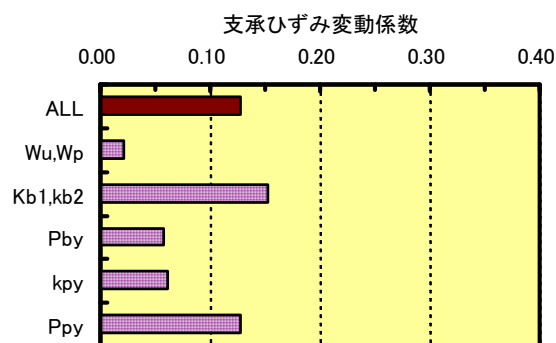
表-4.3.4 ばらつき変動要因の個別感度

			変動設定値		支承の応答ひずみ		橋脚の応答塑性率	
			平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数
変動要因無考慮					1.000	0.000	1.000	0.000
全変動要因考慮			ALL		1.199	0.128	0.668	0.308
各変動要因考慮	上部構造・橋脚重量	$W_u, W_p$	1.050	0.050	1.015	0.021	1.085	0.096
	支承1次・2次剛性	$K_{b1}, K_{b2}$	0.930	0.100	1.130	0.152	1.049	0.123
	支承降伏強度	$P_{by}$	1.150	0.140	0.942	0.058	0.847	0.177
	橋脚降伏剛性	$k_{py}$	0.960	0.040	0.942	0.061	1.025	0.039
	橋脚降伏強度	$P_{py}$	1.140	0.060	1.098	0.128	0.667	0.247

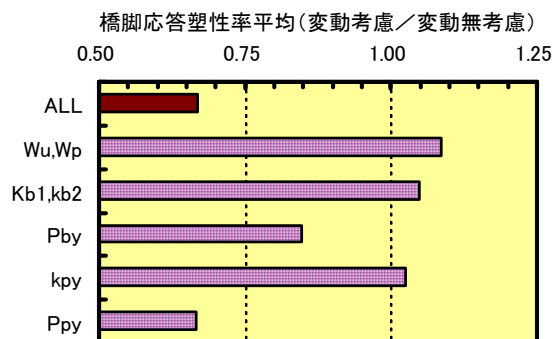
モンテカルロシミュレーション試行回数2000回



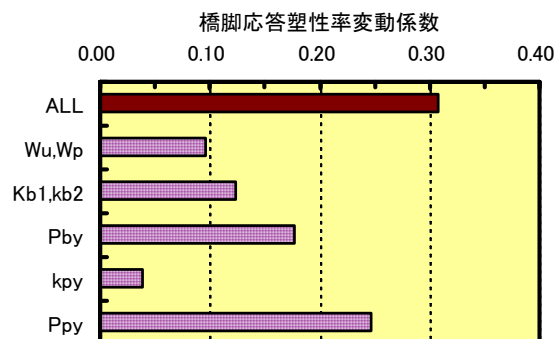
(a) 支承ひずみ平均



(b) 支承ひずみ変動係数



(c) 橋脚応答塑性率平均



(d) 橋脚応答塑性率変動係数

$W_u, W_p$  : 上部構造重量、橋脚重量、 $K_{b1}, K_{b2}$  : 免震支承の1次剛性、2次剛性、

$P_{by}$  : 免震支承の降伏耐力、 $K_{py}$  : 橋脚の降伏剛性、 $P_{py}$  : 橋脚の降伏耐力

図-4.3.16 支承ひずみおよび橋脚応答塑性率に与える変動要因の影響に関する感度分析

さらに、ばらつき要因を個々に変動させ、ばらつき要因が免震橋梁システムの地震時挙動に及ぼす影響について検討を行った結果を、表-4.3.4 および図-4.3.16 に示す。ここでは、モデル1橋脚を対象として、変動要因を個別に変動させた場合、および全変動要因を変動させた場合における、支承水平ひずみと橋脚応答塑性率に着目した整理を行った。なお、支承のばらつきはLRBを想定した。

支承の水平ひずみに着目した場合、そのひずみ量の増加およびばらつきに対して比較的大きな影響を持つ要因は、橋脚の降伏強度および支承の剛性であることがわかる。このことから、橋脚の過強度特性および支承剛性のばらつきを考慮する必要があることがわかる。また、免震橋梁においては、免震支承の柔らかい剛性により地震力を軽減させることがその機能の重要な要素の一つであるが、設計値に対する剛性軟化のばらつきは免震支承に設計で考慮するよりも過大な応答を生み出すことになり、免震支承に関する厳しい製品管理もしくは安全率をより安全に設定する必要があることがわかる。

橋脚の応答塑性率に着目した場合、橋脚の応答塑性率の減少に対して比較的大きな影響を持つ要因は、橋脚の降伏耐力および支承の降伏耐力であることがわかる。支承の降伏耐力は支承の等価減衰定数を代用して変化させていることから、免震支承の減衰特性が橋脚の応答特性に影響を及ぼしていることがわかる。一方、支承ひずみに対して強い影響を及ぼした支承の剛性は橋脚の応答塑性率にはあまり影響を及ぼさない。

このように、免震橋梁の動的応答特性に強く影響を及ぼす変動要因は、橋脚の降伏耐力、支承の降伏耐力、支承の剛性であることがわかる。橋脚の降伏耐力は、橋脚の応答を減少させ、支承の応答を増加させる。支承の降伏耐力は、橋脚および支承の応答を減少させる。支承の剛性は、橋脚および支承の応答を増加させる。以上のことから、図-4.3.13に見られた、橋脚および支承の応答の平均値に関するトレードオフの関係は橋脚の降伏耐力によるものであることがわかる。支承の降伏耐力および支承の剛性は、橋脚および支承の応答に影響を及ぼす。しかしながら、橋脚の降伏耐力とは計算上の独立と仮定している。実際上も完全独立の量と考えられる。このことが原因で、図-4.3.14に見られるように、橋脚の応答と支承の応答とには相関性がない結果となっていることが裏付けられる。以上の結果から、支承の動的特性が免震橋梁の動的特性に及ぼす影響が非常に大きいことがわかる。

#### 4. 3. 6 免震橋梁モデルの違いが免震橋梁の動的応答特性に及ぼす影響

さらに、Case1においてLRBではなくHDRを用いた場合のばらつき変動を考慮した検討を行った。すなわち、免震橋梁の荷重変形特性は変化させず、変動要因のばらつきのみ、表-4.3.4に示したHDRの変動要因のばらつきを設定した解析を行った。本解析により免震支承のばらつきによる免震橋梁の動的特性の変化を知ることができる。検討結果を図-4.3.17に示す。

阪神高速道路公団で得られたLRBおよびHDRの等価剛性および等価減衰定数のデータに関しては次の特徴がある。等価剛性に関しては、HDRの平均値はほぼ設計値に近く、LRBの平均値に対して大きくまたばらつきも小さい。等価減衰定数については、HDRは平均値はほぼ設計値に近いがLRBは設計値よりも大きい傾向にある。しかしながら、LRBのばらつきが大きい。このような両者



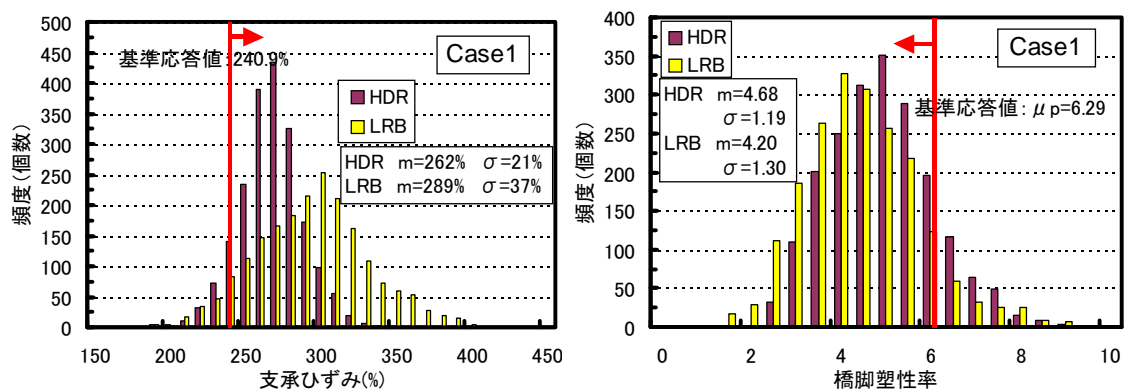


図-4.3.17 免震支承および橋脚の部材特性のばらつきを考慮した動的解析結果

の特徴がある場合における、免震橋梁の動的特性を検討した。

図-4.3.17 により明らかなように、免震支承の剛性および等価減衰定数のばらつきの変化により、免震支承の応答ひずみは小さくなる傾向にあり、一方橋脚の応答塑性率は大きくなる傾向にある。また、免震支承の応答ひずみおよび橋脚の応答塑性率とも変動係数が小さくなる傾向にあり、免震支承の製作上のばらつきが免震支承の動的応答特性に及ぼす影響が非常に大きいことがわかる。

L R BおよびHDRのばらつき特性の違い、およびモデル橋梁の特性の違いが免震橋梁の地震時特性の変動に及ぼす影響を検討した。検討結果を図-4.3.18 に示す。いずれのモデル橋梁においてもL R B 支承を用いた場合と比較して、HDR 支承を用いた場合は、支承の応答ひずみが減少し、橋脚の塑性率が増加している。支承応答ひずみには支承の剛性の変動が強く影響し、橋脚の応答塑性率には支承の減衰特性の変動が強く影響しているものと考えられる。

支承の応答ひずみ量の「平均値」と「平均値±標準偏差」を変動幅と考えこれらに着目した場合、モデル橋梁による差は小さく、L R BおよびHDRと支承の種別による差が大きい。変動幅（変動係数）はモデル3→1→2になるに従い若干ながら大きくなる傾向にある。橋脚の塑性率比に着目した場合もモデル橋梁による平均値の変動は小さく、支承種別による差が大きい。変動幅はモデル3→1→2になるに従い大きくなる。

変動係数と支承の分担エネルギー吸収比の関係を図-4.3.19 に示す。モデル橋はモデル3→1→2になるに従い、支承によるエネルギー吸収が支配的になるように想定している。このことは、モデル2橋梁では支承のエネルギー吸収量の微妙な変動が橋脚応答塑性率の比較的大きな変動として現れ、一方モデル3橋梁では橋脚のエネルギー吸収が支配的であるため支承のエネルギー吸収量の変動が橋脚の応答塑性率の比較的小さな変動となっているものと考えられる。さらに単純な指標としては、橋脚の塑性率を用いても同様の考察が成り立つ。

このように、モデルの違いによるエネルギー吸収率の違いは、平均的な応答ではなくその変動性

の違いとして現われる。本検討では橋脚のエネルギー吸収比によって、換言すれば橋脚の塑性率の違いによって支承応答ひずみおよび橋脚の実塑性率の変動係数が変化することが確認された。これは単柱橋脚において、塑性率が小さい橋脚の過大応答確率が増加する傾向と類似した傾向が見られる。また、支承のエネルギー吸収分担が大きいほど橋脚の応答塑性率の変動が小さくなる傾向がみられる。

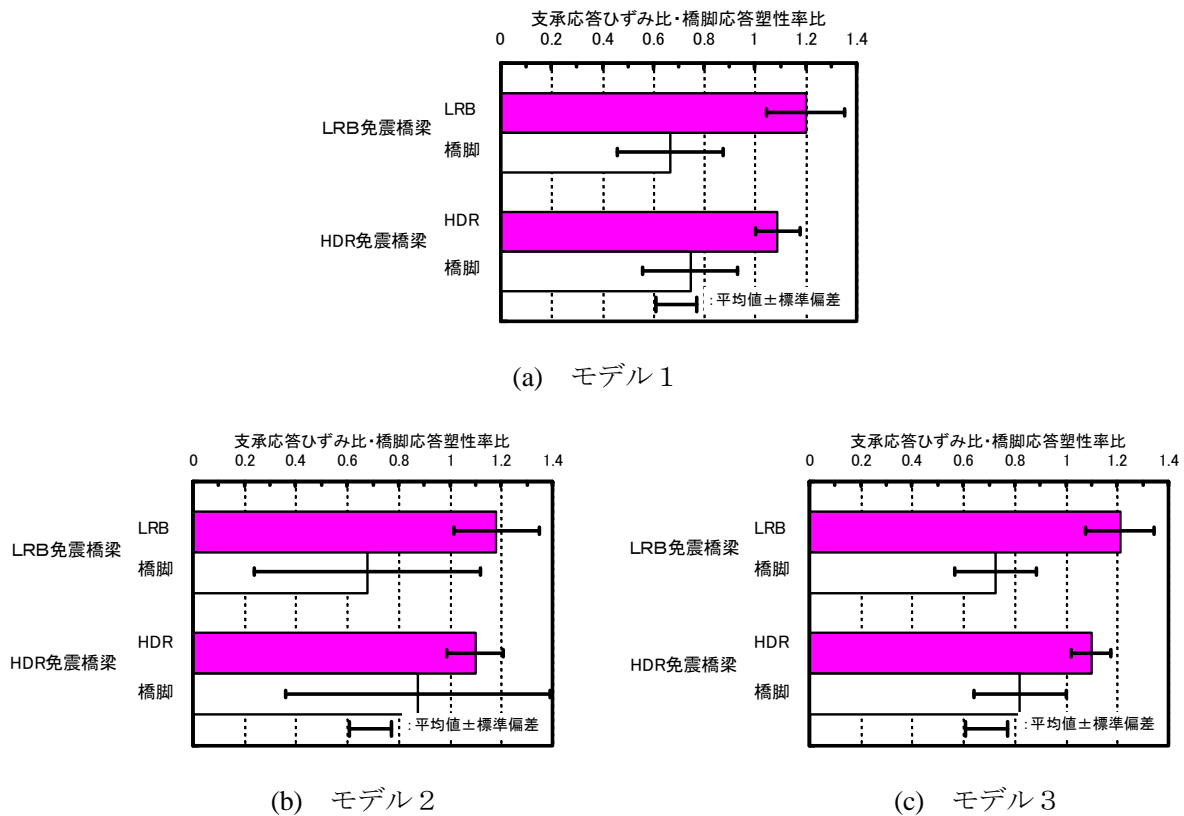


図-4.3.18 LRBおよびHDRの剛性・減衰の変動特性による免震橋梁の地震応答の影響

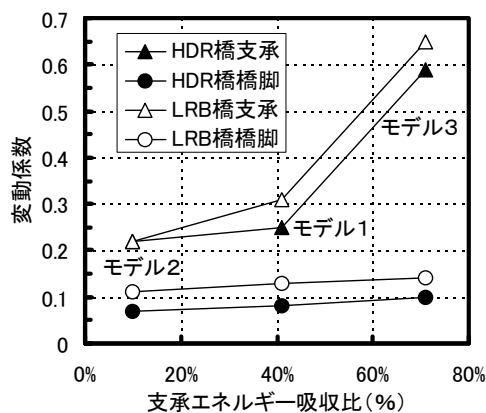


図-4.3.19 免震支承エネルギー吸収分担比と支承および橋脚の変動係数の関係

#### 4. 3. 7 結言

LRB、HDR、RB を対象としてせん断変形試験および破断試験結果をもとに、免震支承の動的特性のばらつき等について調査を行った。さらにこれに基づいて、免震橋梁を対象として、RC 橋脚の剛性および耐力のばらつき、免震支承の剛性および減衰定数のばらつきを考慮した免震橋梁の地震応答解析を実施した。得られた主な知見は以下のとおりである。

- ①175%近傍のせん断ひずみ時の設計値との比を整理した結果、LRB および RB の等価剛性のばらつきは HDR に比較して大きく、HDR の等価減衰定数のばらつきは LRB に比較して小さい。変動係数は、概ね 5%程度以上存在し、RC 橋脚の降伏耐力の変動係数と同程度かそれ以上の値であることが確認された。
- ②LRB および RB の破断特性はほぼ同じである。概ね破断ひずみの平均値は 330%程度である。これに比較して HDR の破断ひずみは大きく、概ね 500%以上存在する。変動係数は 3 種類の支承とも 10%程度以上存在する。
- ③免震支承として LRB および HDR の剛性および等価減衰定数を調査し、LRB のばらつきは HDR よりも大きいことが判明した。LRB は剛性が設計値よりも小さく、減衰は大きい傾向にある。HDR は剛性および等価減衰定数とも設計値からのばらつきは少ない。
- ④材料の過強度特性により鉄筋コンクリート橋脚の降伏耐力は増加する。免震橋梁システムが鉄筋コンクリート橋脚を有する場合、この過強度特性により支承は設計で想定するよりも過大に、橋脚は過小に応答する。さらに、免震支承は剛性が小さくなる場合過大に応答する。
- ⑤免震橋梁の橋脚および支承のエネルギー分担吸収比に着目した場合、支承ひずみおよび橋脚応答塑性率のばらつきは、支承のエネルギー吸収が支配的な場合に、大きくなる傾向にある。
- ⑥試算の結果、支承は 400%を越えるひずみを発生する場合が存在し、支承ひずみの過大応答ひずみ発生確率は、支承ひずみが 330%の場合で 20%程度、支承ひずみが 340%の場合で 10%程度であった。

本検討は、免震支承と RC 橋脚の動的特性のばらつきによる地震応答特性への影響とその相互作用の基本的性状を把握するために行ったものである。なお、本結果を用いて免震橋梁の安全性を直接的に考察することは出来ない。なぜならば、免震支承にはハードニングが生じるためである。ハードニングが及ぼす免震支承の応答ひずみへの影響を把握したうえで、免震支承の破断特性とを比較し、耐震安全性について定量的評価を行って行く必要がある。

## 4.4 免震支承のハードニング特性に着目した免震橋梁構造の地震時信頼性評価

### 4.4.1 緒言

ゴム材料を用いた免震支承（以下免震支承）は、せん断力を与えた場合せん断変形を生じるが、250%以上の大変形領域になると、せん断剛性が急激に大きくなる現象、すなわち一般にハードニングと呼ばれる現象が生じる。これは、ゴム材料自体が高ひずみ領域においては剛性が急激に大きくなる特性を有していることや、また支承構造体として大きな変形を受けると内部のゴムに生じる変形が、純せん断から引張変形が含まれる状態になることなどが理由として挙げられる。このような免震支承がハードニングを生じる領域になると長周期化や減衰性の向上が行われにくいとの判断から、道路橋の免震橋梁の設計では、免震支承が安定した復元力特性が期待できる範囲で設計することが基本とされ、地震時の応答がせん断ひずみ 250%以下になるよう設計することが規定されている<sup>1)</sup>。すなわち、ハードニング現象が顕著でない領域で免震設計を行うことが規定されているとも言え換えることが出来る。これは、ハードニング領域になるとエネルギー吸収能が低下することや、免震設計で重要な長周期化の効果が小さくなると考えられるためである。

激震動下における免震橋梁は、免震支承と橋脚の両方で塑性化が生じる可能性がある。このような場合、橋脚の過強度特性の影響により、免震支承が設計で想定するよりも過大なせん断変形が生じることが前節の結果より明らかとなった。また、免震支承の剛性は鉄筋コンクリート橋脚の耐力と同等かそれ以上のばらつきを有することも指摘されており、免震支承の等価剛性が小さい状態にばらついた場合は免震支承に設計で考慮する以上の過大なせん断変形が生じることも懸念される。しかしながら、これらの指摘は、免震支承の復元力特性をバイリニアモデルでモデル化した場合に問題視されている現象である。免震支承のせん断ひずみが 250%程度を超える大変形領域ではハードニング現象が生じるため、実際には免震支承に過大なせん断変形が生じる可能性は小さい。一方、ハードニングにより反作用力が橋脚に作用するため橋脚の応答塑性率が設計で考慮するよりも大きくなる可能性が考えられる。したがって、橋脚の過強度特性および免震支承のハードニング特性が、免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響を明らかにする必要がある。

### 4.4.2 既往の研究

免震支承のハードニング特性を考慮した構造物の耐震性評価を行った事例としては、免震支承のハードニングを考慮し、免震化した原子力発電所の地震時損傷確率の評価を行った平田<sup>2,2)</sup>の研究や、免震建物の挙動と免震支承のハードニング特性を評価し、支承がハードニングした場合上部構造の塑性化が急激に進行することを明らかにした井上<sup>2,4)</sup>、<sup>2,5)</sup>の研究がある。しかしながら、免

震橋梁に着目し、さらに免震支承のハードニング特性が免震橋梁の地震時挙動に及ぼす影響を研究した事例は少ない。

そこで本研究では、免震支承のハードニング特性をモデル化し、免震支承のハードニング特性を考慮した地震応答解析を行った。ハードニング特性については支承形式によって異なるため、ここでは鉛プラグ入り積層ゴム支承、高減衰ゴム支承、および免震支承の特殊なケースとして減衰効果の小さい天然ゴム系積層ゴム支承を含めた支承のハードニング特性を検討対象とした。また、免震支承と橋脚の塑性化が生じる場合は、免震支承および橋脚の剛性・耐力特性のばらつきが重要なパラメータとなることから、前節と同じモンテカルロシミュレーション手法を用いて、ばらつき特性をも考慮した検討を行った。本稿では、シミュレーション結果に基づき、免震支承のハードニング特性および剛性・耐力のばらつきが免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響を取りまとめたものである。

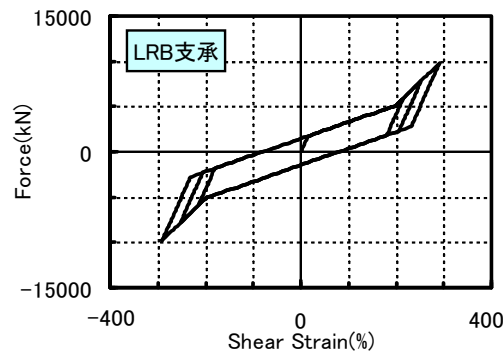
#### 4.4.3 免震支承のハードニング特性とそのモデル化

免震支承には様々な復元力特性を有するものがあるが、ここではゴム系の支承にのみ着目した。着目した支承形式は、天然ゴム系積層ゴム支承（以下「RB」と略称）を含めた、鉛プラグ入り積層ゴム支承（以下「LRB」と略称）および高減衰積層ゴム支承（以下「HDR」と略称）である。以下にこれら支承の復元力特性のモデル化を説明する。

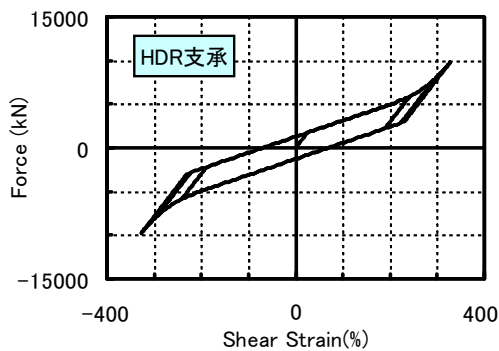
LRB および HDR については、一般にバイリニアモデルでモデル化される。バイリニアモデルは、せん断ひずみ 50% 以下の低ひずみ領域における免震支承の復元力特性の表現に問題があるとされている<sup>30)</sup>。しかしながら、免震支承を有する鉄筋コンクリート橋脚の振動台実験結果において、免震支承を単純にバイリニアモデルでモデル化したのみでもほぼ最大応答が解析的に再現できるという第 2 章で得られたことから、ここでは 200～250% 以上の高ひずみ領域を対象としていることから、このような大ひずみ領域に関する応答を評価する場合低ひずみ領域における復元力特性は最大応答の評価に及ぼす影響は小さいものと考え、ハードニングが生じない領域についてはバイリニアモデルを用いた。なおバイリニアモデルの 1 次剛性と 2 次剛性の比は、一般に用いられる 6.5:1 とした。

ハードニング現象のモデル化については、以下の仮定を設けた。

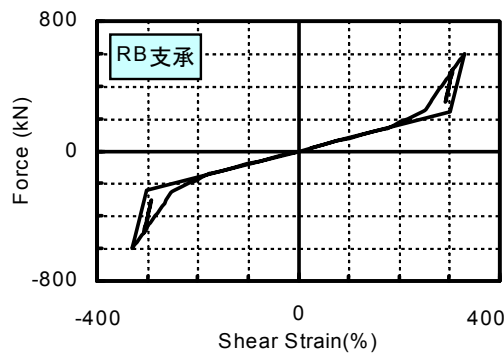
LRB の場合は、ハードニング開始ひずみを 200% とした。ハードニング開始ひずみについては、免震構造設計指針<sup>27)</sup>においてハードニングが起らず剛性が一定とみなせる線形限界値として、200～250% を目安としている。原子力用 LRB 支承に関しては矢花ら<sup>31)</sup>や安井ら<sup>28)</sup>が実験結果として、240～250% という結果を報告している。しかしながら、道路橋に用いられる LRB の縮小模型に対して、道路橋で使用される面圧条件下での正負交番載荷試験結果<sup>32)</sup>を見た場合、200% 近くでハードニングが開始されている結果が考察されたため、本研究ではハードニング開始ひずみを 200% と設定した。なお、あくまでも本仮定は道路橋用に用いられる LRB 支承に対して行った仮定であり、



(a)LRB 支承



(b)HDR 支承



(c)RB 支承

図-4.4.1 免震支承のハードニングを考慮した復元力特性のモデル化

使用条件、支承形状、ゴムの材料物性等が異なればハードニング開始ひずみは異なってくると考えられる。ハードニング現象を表現するために、第3次勾配（直線）を設けた。第3次剛性と等価剛性の比は2.59と設定した。これは、前節に示したLRB支承の破断ひずみと破断耐力比の関係図より、破断ひずみと破断耐力の回帰直線を第3次勾配とみなし、逆算的に算出したものである。なお、ハードニング時の除荷勾配は第1次勾配と同一とした。除荷勾配の低下は考慮していない。

HDRの場合も、ハードニング開始ひずみを同様に200%とした。ハードニングを表現するため第3次勾配（曲線）を設け、曲線形状はTDAPリファレンスマニュアル<sup>33)</sup>にせん断ひずみ依存性を評価した復元力特性の基本骨格曲線に従いハードニングさせることとした。なお、TDAPリファレンスマニュアル<sup>33)</sup>に示された評価式は、HDRの正負交番繰返し載荷試験結果を包絡する曲線を、せん断弾性係数のハードニングの形で示し、せん断弾性係数がせん断ひずみの3次の多項式で表現できるよう、係数を回帰分析して定められている。ただし、せん断ひずみ依存性は200%以降にのみ考慮した。本骨格曲線式は300%までを対象としているため、300%以降については300%時の勾配をそのまま用いた。なお、本骨格曲線式はせん断ひずみ200%以下においても荷重変形特性のせん断ひずみ依存性を表現することができるが、ここではあくまでハードニングによるLRBおよびHDRの特性の差を着目するため、せん断ひずみ依存性は200%せん断ひずみ以降において考慮することとした。また、除荷勾配の設定はLRBと同様に設定した。HDRの除荷剛性については、ひずみレベルに応じて初期1次勾配より勾配が低下する傾向にあることから、修正1次勾配を用いる

方法<sup>2,4)</sup>や、べき関数型で表現する方法<sup>3,4)</sup>などが開発されているが、ここではその影響を無視している。

RB については、多点折れ線バネでモデル化した。なお、RB においても若干ながら履歴減衰が存在する<sup>3)</sup>が、LRB および HDR と比較して小さいことから、粘性減衰として表現することとした。ハードニング特性については、前節において収集した道路橋に用いられる実 RB 支承の正負交番繰返し荷重実験により得られた荷重変形性能試験の結果を参考として、2 段階のハードニング開始ひずみ 175% および 250% を設定した。LRB で考察したときと同様に、使用条件、支承形状、ゴムの材料物性等によってハードニング性状は若干異なってくるものと考えられる。せん断ひずみ 175%からはじまる第 2 次勾配は第 1 次勾配の 1.59 倍、せん断ひずみ 250%からはじまる第 3 次勾配は、第 1 次勾配の 3.06 倍とした。第 3 次勾配は LRB と同様の手法より設定し、第 2 次勾配は、第 1 次と第 3 次勾配とが擦り付くように設定した。除荷勾配は、第 3 次剛性の 2 倍を設定した。

以上の仮定により得られた、LRB、HDR、および RB の復元力特性の一例を図-4.4.1 に示す。LRB および HDR はハードニング時の勾配に違いはあるものの、ほぼ同じような復元力特性を仮定したことになる。RB については、ハードニング後に履歴減衰が生じる復元力特性を仮定したことになる。

#### 4.4.4 免震支承のハードニング特性が免震橋梁の地震時挙動に及ぼす影響

免震支承のハードニングの影響が、免震橋梁における免震支承および橋脚の応答塑性率に及ぼす影響を明らかにするために、橋脚の降伏固有周期および免震支承の等価固有周期をパラメトリックに変化させた応答計算を行った。なお、ここでは、ハードニング効果による影響にのみ着目するため、部材の剛性や耐力のばらつきは考慮していない。あくまでも部材が設計で想定する剛性および耐力を有する状態について検討を行った。

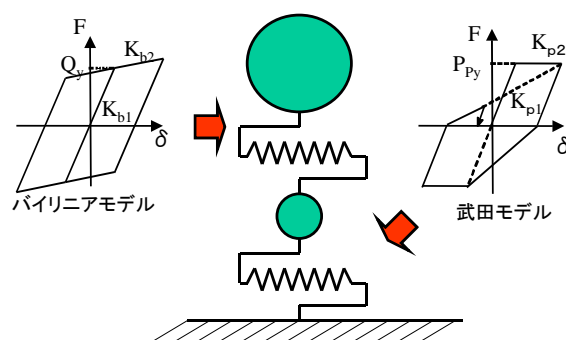


図-4.4.2 解析モデル

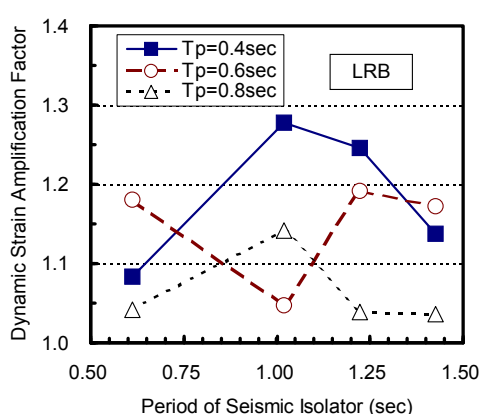
ここでは、免震橋梁として、免震支承と鉄筋コンクリート橋脚からなる橋梁を検討対象とした。図-4.4.2 に解析モデルを示す。ここでは免震支承のハードニング特性による影響がよりわかりやすく計算結果に反映されるように、基礎の影響については無視した2自由度系モデルを用いた。具体的には、上部構造、鉄筋コンクリート橋脚を質点とし、免震支承にはバイリニアモデル、橋脚には剛性劣化型武田モデルを用いてモデル化した。LRB および HDR には1%、RB には4%、さらに橋脚には2%の減衰定数を考慮した。上部構造重量と橋脚梁部に配置した橋脚重量( $0.5 \times$  全橋脚重量)との比は5:1とした。橋脚降伏耐力と上部構造重量および橋脚梁部に配置した橋脚重量とを考慮した等価重量との比は0.6とした。免震支承の降伏耐力と橋脚の降伏耐力の比は0.3とした。これらの比は、一般的な実務設計を考慮して定めた。入力する地震波は、兵庫県南部地震 JR 鷹取駅波 N-S 成分を道路橋示方書 耐震設計編レベル2タイプ 地震動 種地盤の標準加速度応答スペクトルに適合するよう加速度振幅を調整した人工波1波を用いた。なお、本計算は波の特性の影響を少なからず受けるものと考えられるが、本研究ではある特定波という条件下において検討を行っていることになる。

ここで解析対象とする免震橋梁は、橋脚の固有周期は $T_p=0.4, 0.6, 0.8\text{sec}$ 、ハードニングを考慮しない場合の免震支承の固有周期を $T_{beq}=0.61, 1.04, 1.22, 1.42\text{sec}$ とした。なお、ここでは、支承部を固定とした場合に算出される固有周期を橋脚の固有周期( $T_p$ )、上部構造重量と免震支承の最大変位時荷重変形特性から得られる等価剛性から算出される固有周期を免震支承の固有周期( $T_{beq}$ )と定義している。ちなみに、道路橋示方書では非免震時の橋梁の固有周期と免震時の橋梁の固有周期との比が2倍以上となるよう設計することとされている。したがって、本研究で用いたパラメータ設定は、免震橋梁としては推奨されていない免震支承と橋脚の固有周期の組合せも含まれている。

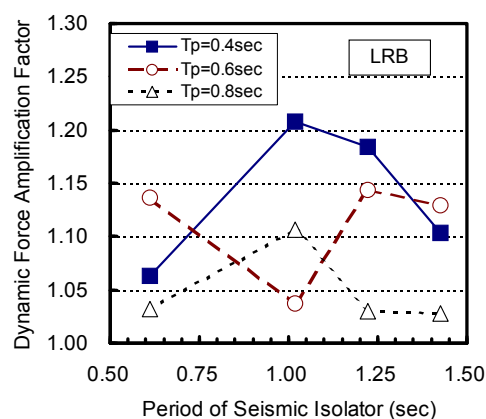
道路橋示方書では、免震橋梁の設計には動的解析が行われる。設計では免震支承の復元力特性にはバイリニアモデルが用いられる。橋脚に塑性化が生じるような応答をする場合を想定し、静的な力を上部構造慣性力作用位置に作用させた場合、免震支承には橋脚の降伏耐力以上の力は作用しない。したがって、橋脚の降伏耐力をもって支承の変形を計算することが可能である。しかしながら、動的な力が作用した場合は、免震支承に橋脚の降伏耐力以上の力が作用する場合がある。これをここでは動的増幅として表現する。これは、橋脚と免震支承との高次モードの影響によって生じる位相差や、減衰項によって生じる減衰力によって生じるものと考えられる。特に後者は免震支承や橋脚の非線形性の進行に伴って生じるものと考えられる。減衰力による影響は、動的解析における減衰マトリックス作成上の問題も包含していると考えられる。現状では初期剛性を用いたレーリー減衰が用いられることから、レーリー減衰を設定した動的解析結果に基づき動的増幅現象を考察した。なお、減衰マトリックスの作成方法が異なれば、本検討結果は若干異なってくることが考えられる。

図-4.4.3 に、免震支承のひずみおよび作用力に対する動的増幅作用に関して取りまとめた。この図では、高次モードによる影響と減衰力による影響とが取りまとめて示されている。なお前述したようにここでは、動的増幅係数は、動的解析による免震支承の応答ひずみおよび作用力を、静的に

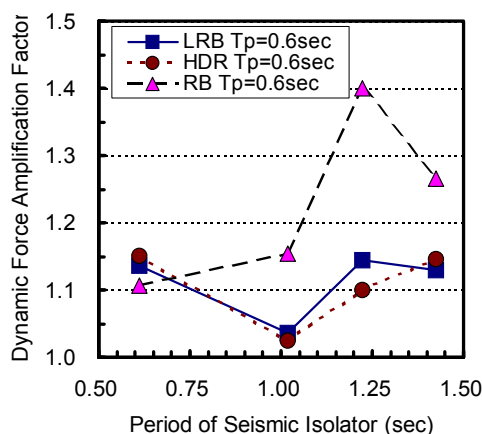




(a) 免震支承の応答ひずみ(LRB)



(b) 免震支承の作用力(LRB)

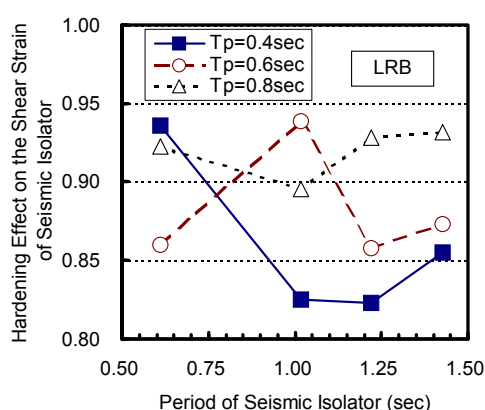


(c) 免震支承の作用力(LRB,HDR,RB)

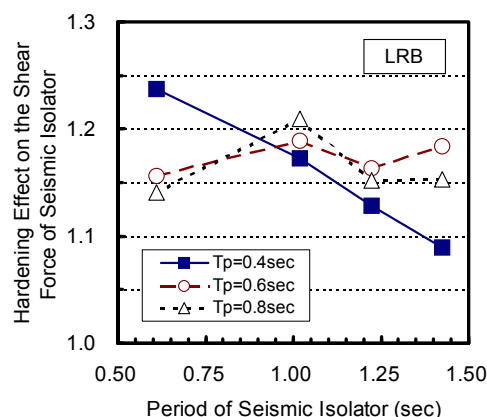
図-4.4.3 非線形性の進行に伴って生じる免震支承の動的増幅作用

橋脚の降伏耐力相当作用力が支承に作用する時に生じる支承のせん断ひずみおよび作用力で基準化したものとして定義した。LRB 支承における、ひずみおよび作用力に関する動的増幅係数を比較した場合、作用力の増幅係数が小さい傾向にある。これは線形バネを用いる場合は必ず同一の値となるが、2次勾配が1次勾配に対して小さい場合、このように作用力の増幅よりひずみの増幅が大きくなる。作用力に着目した場合平均的には約10%程度の動的増幅が見られ、概ね20%程度の動的増幅係数を考慮すれば、LRBでは概ね安全側の設計となることがわかる。また、図-4.4.3(c)より、HDRについてはほぼLRBと同じ挙動を示すことから20%の動的増幅係数が妥当であることがわかる。RBについては、LRBおよびHDRに比較して動的増幅係数はやや大きくなる傾向にある。これはRBについては、LRBおよびHDRに比較して減衰性が小さいため、位相差によって生じる動的増幅が大きくなる傾向にあるものと思われる。RBの固有周期が1.22秒において作用力に対する増幅係数が1.4と大きい、平均的には概ね20%程度の増幅係数を考慮しておけばよいと考えられる。

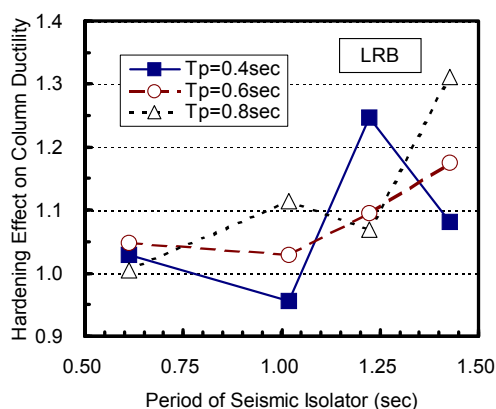
図-4.4.4に、免震支承のハードニング特性の有無が、支承の応答ひずみ、作用力さらに橋脚の応答塑性率に及ぼす影響について示す。ここではLRBにおける結果を示す。ハードニング効果による影響は、ハードニングを考慮しない場合における支承の応答ひずみ、作用力、もしくは橋脚の応答



(a) 免震支承の応答ひずみ



(b) 免震支承の作用力

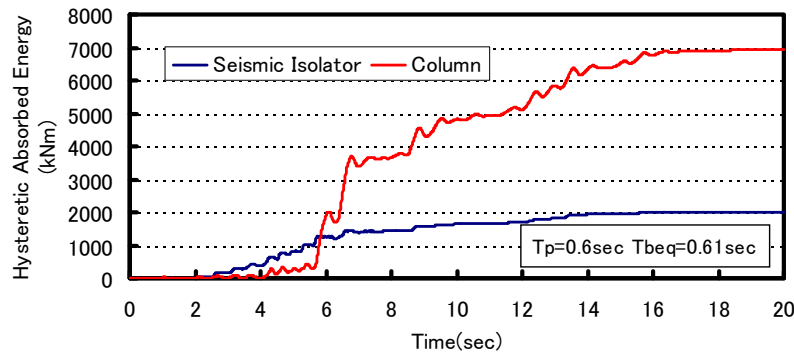


(c) 橋脚の応答塑性率

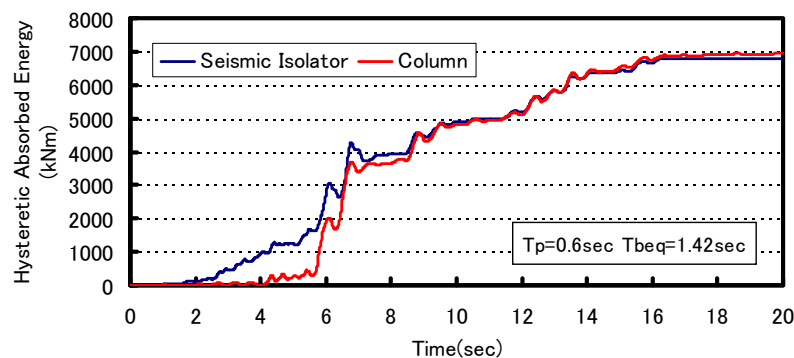
図-4.4.4 免震支承のハードニング効果が免震支承の地震時挙動および橋脚の応答塑性率に及ぼす影響 (LRB)

塑性率で正規化した値で示した。ハードニング効果による影響は、橋脚の降伏固有周期により変化するものの、支承の応答ひずみに関しては平均的には概ね10%程度小さくなるのがわかる。一方、作用力は橋脚の降伏固有周期や免震支承の等価固有周期によりばらつくものの、概ね15-20%程度大きくなるのがわかる。さらに橋脚の応答塑性率に着目した場合、橋脚降伏固有周期により若干のばらつきが認められるものの、概ね増加する傾向にある。これは、免震支承の反作用力が橋脚に作用するためである。免震支承の固有周期が0.5秒と橋脚の固有周期とほぼ等しいか若干小さい場合は、橋脚の応答塑性率の変化に及ぼす影響は小さいが、免震支承の等価固有周期が橋脚の降伏固有周期と比較して大きい場合は橋脚の応答塑性率の変化に及ぼす影響が大きくなり、20-30%程度の応答塑性率の増加が認められる。すなわち、免震橋梁に作用する地震力が小さくなるように系の周期を十分に長周期化した場合は、免震支承のハードニング効果による橋脚の応答塑性率の変化量が大きく、免震支承による長周期化が十分でない場合は橋脚の応答塑性率の変化が小さいことがわかる。

図-4.4.5 に、橋脚と免震支承の履歴吸収エネルギーの分担状況について、LRBを用いた場合の事例を示す。免震支承の固有周期が橋脚のそれに比較して小さい場合は、橋梁全体系で吸収されるエ



(a) 橋脚降伏固有周期=0.6sec 免震支承等価固有周期=0.61sec (LRB)

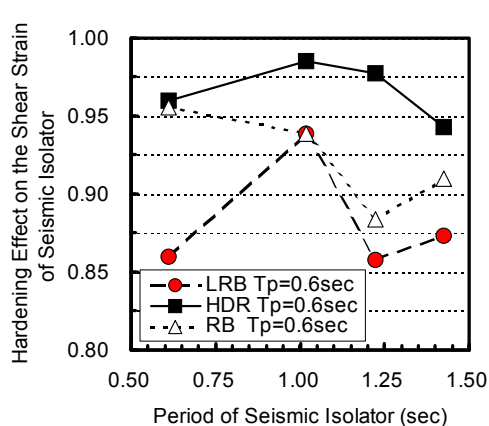


(b) 橋脚降伏固有周期=0.6sec 免震支承等価固有周期=1.42sec (LRB)

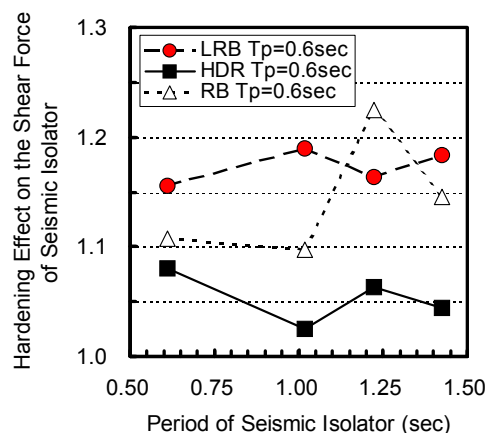
図-4.4.5 橋脚と免震支承の履歴吸収エネルギー量（ハードニング特性考慮時）

エネルギー量のほとんどが橋脚によって吸収されることがわかる。一方、免震支承の固有周期が橋脚のそれに比較して大きい場合は、橋梁全体で吸収されるエネルギー量の多くが支承で吸収されることがわかる。免震支承の等価固有周期が大きくなるにつれて、免震支承で消費される履歴吸収エネルギー量の絶対量は大きくなる。また、ハードニングによって免震支承での履歴吸収エネルギーの減少分が、概ね橋脚の履歴吸収エネルギーの増大につながる。したがって、免震支承の等価固有周期が大きくなるとともに、橋脚で分担するエネルギー量が大きくなり、結果として橋脚の応答塑性率が増大したものと考えられる。

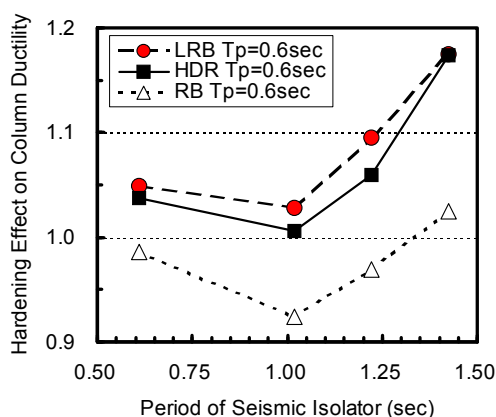
以上の考察は、全て LRB について行ったものである。そこで、HDR および RB といった、復元力特性やハードニング特性が異なる場合における免震支承および橋脚の地震応答特性に及ぼす影響を検討した。免震支承のひずみ、作用力、および橋脚の応答塑性率に及ぼす影響の差を図-4.4.6 に示す。LRB および HDR の応答特性は、ハードニング開始までは同じバイリニアモデルを用いてモデル化しているため、両者の違いはハードニング勾配の差によって生じている。LRB モデルにおけるハードニングは直線を用いて表現しているが、HDR モデルにおいては曲線状としている。したがってハードニング開始直後の勾配は HDR モデルの方が小さい。このことは、ひずみにおいて HDR の計算結果は LRB よりも厳しい計算結果を生じることとなり、逆に作用力に対しては LRB が厳しい計算結果を与える結果となっている。RB においては、既往の荷重変形特性実験結果を近似させ



(a) 免震支承の応答ひずみ



(b) 免震支承の作用力



(c) 橋脚の応答塑性率

図-4.4.6 免震支承のハードニング特性の違いが免震支承の地震時挙動および橋脚の応答塑性率に及ぼす影響

るため、2段階のハードニング開始点を有するモデル化を行っている。第1次ハードニング(第2次勾配)は175%から、第2次ハードニング(第3次勾配)は250%から開始するモデルとしている。多くの応答が第1次ハードニングの効果により第2次ハードニングに至る応答を生じていない。RBのハードニング特性の影響は、概ねLRBとHDRの両者の中間的な結果となった。なお、1.2秒のケースで作用力が大きくなっているが、これは第3次勾配にかかる応答が生じたためである。ハードニング特性の違いによる橋脚の応答塑性率の変化に着目した場合、LRBおよびHDRの場合は、ハードニング勾配の設定が若干異なるものの、ほぼ同様に橋脚の応答塑性率を増加させ、その増加率もほぼ同等である。RBでは、ハードニングを考慮しない場合と比較して、橋脚の応答塑性率が小さくなっている。これは、ハードニングが生じた場合は若干ながら履歴面積が増えるモデルとしているためと思われる。RBにおいては元来の粘性減衰定数が小さいことから、系の応答特性に影響を及ぼす程の減衰効果が付加されたものと考えられる。

なお、今回の結果は、ハードニングのモデル化による影響が大きいことから、ハードニングのモデル化手法によっては、若干異なる結果が得られることも否定できない。

#### 4.4.5 免震支承のハードニング特性に着目した免震橋梁の地震応答特性

これまでは、免震支承のハードニング特性のみに着目し、免震橋梁の地震応答の変化に関する検討を進めてきた。免震橋梁では、免震支承の非線形挙動と橋脚の非線形挙動とは相互影響が生じる特性を有することから、免震支承のハードニング現象は免震支承と橋脚の非線形挙動の相互作用に影響を及ぼすことが明らかとなった。一方、既往の研究においては免震支承と橋脚の耐力や剛性のばらつきが非線形挙動の相互作用に影響を及ぼすことが明らかとなった。特に、橋脚の過強度特性は、免震支承の過度の応答に対して支配的な影響を及ぼすことがわかっている。ここでは、免震支承のハードニング特性に加えて、免震橋梁を構成する部材のばらつきが、全体の耐震性能に及ぼす影響、および橋脚や免震支承といった部材の耐震性能に及ぼす影響について検討を行うために、剛性および耐力を変化させたモンテカルロシミュレーションを行い、設計で想定する地震時挙動と実際に想定される地震時挙動とを比較検討した。

解析モデルおよび入力する地震波は前述のとおりである。橋脚の固有周期 ( $T_p$ ) は都市内高速道路高架橋の標準的な値として 0.6 秒のみを考慮することとし、免震支承の等価固有周期 ( $T_{beq}$ ) は 0.61 秒から 1.42 秒までの 4 ケースとした。この他、動的解析に関する条件は前述のとおりである。

モンテカルロシミュレーションについては、図-4.4.7 に示すフローに従って行った。まず、免震橋梁としての設計を満足するため公称強度等に基づいて設定されたパラメータによる動的解析を実施する。橋脚および免震支承の等価固有周期を検討条件としているので、支承のサイズや橋脚の応

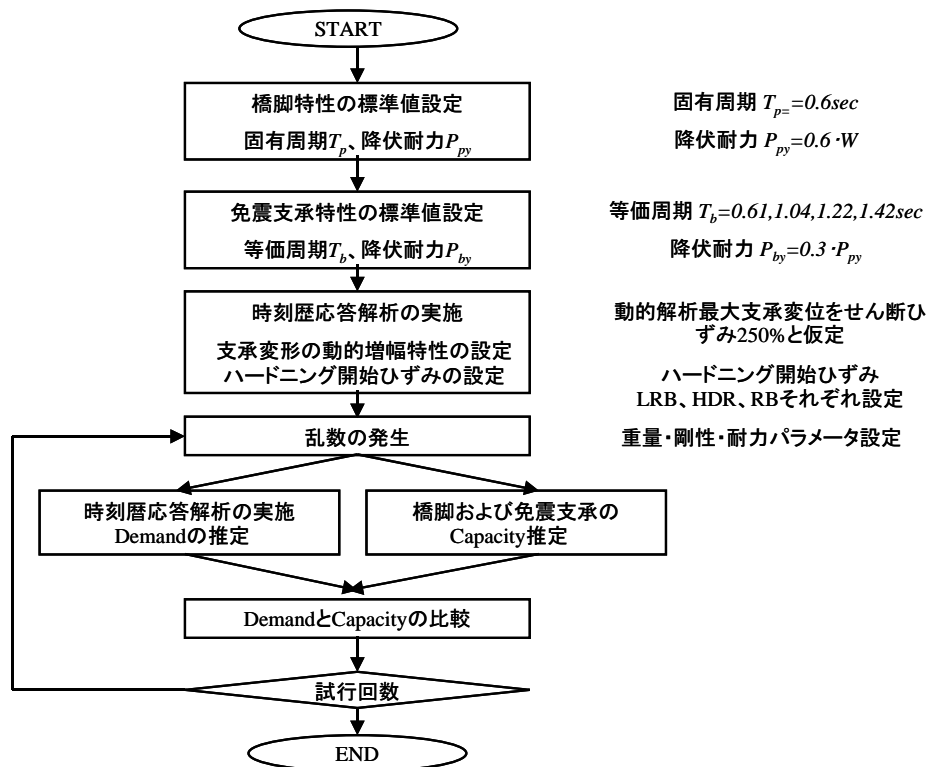


図-4.4.7 モンテカルロシミュレーションのフロー

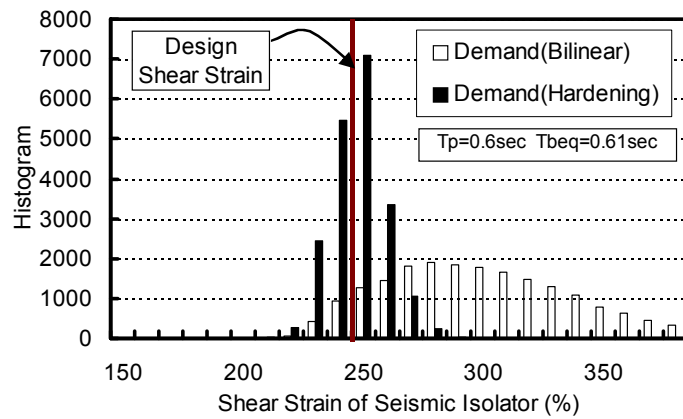
表-4.4.1 動的解析で考慮したばらつき要因とばらつきの設定

変動要因		変動方法	平均値	変動係数	備考
入力変動要因	上部構造重量 $W_u$	$W_u^P = (1 + R \cdot COV(W_u)) \cdot AVE(W_u) \cdot W_u^O$	1.05	0.05	
	橋脚重量 $W_p$	$W_p^P = (1 + R \cdot COV(W_p)) \cdot AVE(W_p) \cdot W_p^O$	1.05	0.05	
	免震支承剛性 $K_{b1,2,hd}$ (1次、2次、ハードニング)	$K_{b1,2,hd}^P = (1 + R \cdot COV(K_{b1,2})) \cdot AVE(K_{b1,2}) \cdot K_{b1,2,hd}^O$	1.00	0.07	LRB
			1.03	0.05	HDR
			0.99	0.09	RB
	免震支承降伏強度 $P_{by}$	$P_{by}^P = (1 + R \cdot COV(P_{by})) \cdot AVE(P_{by}) \cdot K_{by}^O$	1.13	0.18	LRB
			1.05	0.08	HDR
	橋脚降伏剛性 $K_{py}$	$K_{py}^P = P_{py}^P / \delta_{py}^P$	—	—	降伏変位および降伏耐力と連動
耐力変動要因	橋脚降伏耐力 $P_{py}$	$P_{py}^P = (a_r \cdot (\delta_{py}^P / \delta_{py}^O) + b_r) \cdot P_{py}^O$	—	—	降伏変位と連動
	橋脚降伏変位 $\delta_{py}$	$\delta_{py}^P = (1 + R \cdot COV(\delta_{py})) \cdot AVE(\delta_{py}) \cdot \delta_{py}^O$	1.18	0.07	
	橋脚じん性率 $\mu$	$\mu^P = (1 + R \cdot COV(\mu)) \cdot AVE(\mu) \cdot \mu^O$	1.03	0.18	
	支承破断ひずみ $\gamma_{b,br}$	$\gamma_{b,br}^P = (1 + R \cdot COV(\gamma_{br})) \cdot AVE(\gamma_{br}) \cdot \gamma^O$ $\gamma^O = 250\%$	1.34	0.11	LRB
			2.31	0.25	HDR
			1.34	0.17	RB
	支承破断耐力 $P_{b,br}$	$P_{b,br}^P = (e_r \cdot \gamma_{b,br} + f_r) \cdot P^O \Big _{\gamma=\gamma^O}$	—	—	支承破断ひずみと連動

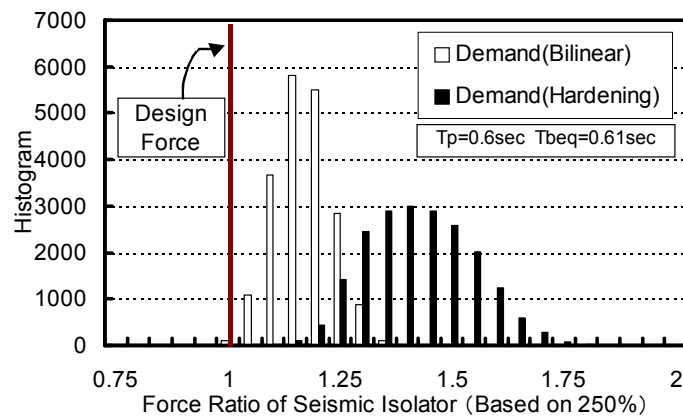
$^O$ : 公称強度等を用いた基準値、 $^P$ : ばらつきを考慮した確率量、 $R$ : 平均値0、分散1とする正規乱数  
 $AVE(\ )$ : ばらつきの平均値、 $COV(\ )$ : ばらつきの変動係数  
 $a_r, b_r$ : 矩形断面で高さ10mを想定したモデル橋脚において、鉄筋強度、コンクリート強度等を変化させた場合の橋脚降伏耐力を線形回帰した場合の回帰係数  
 $e_r, f_r$ : 支承破断ひずみと破断耐力とを線形回帰した場合の回帰係数

答塑性率を検討することとなる。免震支承のサイズ決定では動的増幅現象を考慮しなくてはならないが、本解析ではまず、橋脚の降伏耐力相当の力が免震支承に作用した場合の変形を 250%と一旦仮定した上で、免震支承の骨格曲線を仮定し、さらに免震支承にハードニングを考慮しないバイリニアモデルを用いた動的解析を実施し、算定された免震支承の変位をに対して改めてせん断ひずみが250%であるとし、この数値を基本としてハードニングを考慮した免震支承のモデル化を行った。本来ならば、収束計算を行うべきであるが、今回の計算においてはこのような簡素化を行った。以降モンテカルロシミュレーションでは、免震支承の剛性等を変化させるが、公称強度等設計用値を用いて算定される支承の応答変位を 250%と固定した上で計算を行っている。

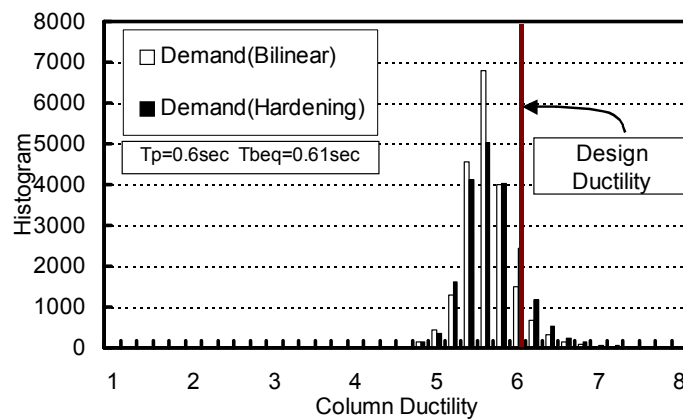
このようにして設定された免震橋梁に対して、免震支承のハードニングを考慮した計算を行う。ハードニングを考慮した解析では、各支承に応じたハードニングの開始点およびハードニング勾配を設定して解析を実施した。ハードニング開始ひずみは免震支承の剛性・耐力のばらつきにかかわらずなく、LRB および HDR は、設計で想定した 250%せん断ひずみに対して 8 割のひずみ、すなわち 200%せん断ひずみに達した場合ハードニングが生じると仮定し、RB については 175%および 250%と 2 段階のハードニングが生じるものと仮定した。



(a) 免震支承の応答ひずみ

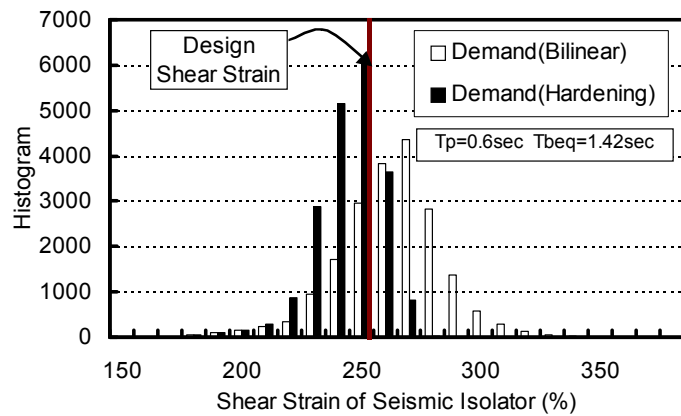


(b) 免震支承の作用力

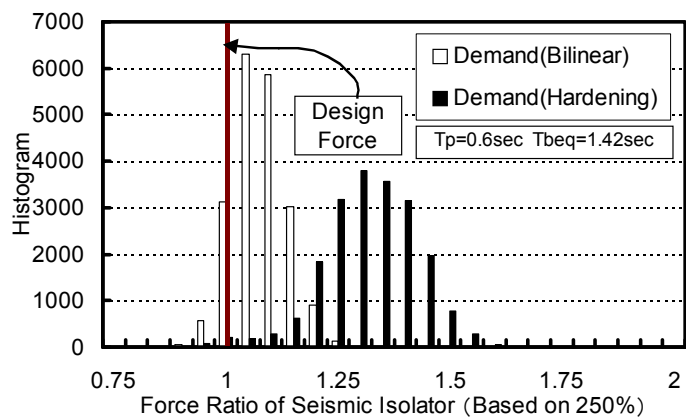


(c) 橋脚の応答塑性率

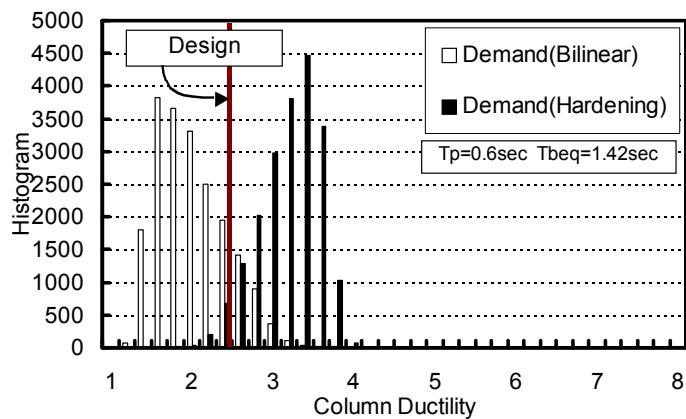
図-4.4.8(a) 免震支承のハードニングが免震橋梁の地震応答に及ぼす影響 (LRB)  
(橋脚固有周期  $T_p=0.6$  秒、免震支承等価固有周期  $T_{beq}=0.61$  秒)



(a) 免震支承の応答ひずみ



(b) 免震支承の作用力



(c) 橋脚の応答塑性率

図-4.4.8(b) 免震支承のハードニングが免震橋梁の地震応答に及ぼす影響 (LRB)  
(橋脚固有周期  $T_p=0.6$  秒、免震支承等価固有周期  $T_{beq}=1.42$  秒)



動的解析において、変動要因として設定したパラメータと設定したばらつきを表-4.4.1 に示す。上部構造重量および橋脚重量等、ほぼ全ての変動要因は、前々節で示した、矩形橋脚(橋脚高さ 10m)を対象として、鉄筋やコンクリートなど材料等の変動特性を考慮して算定されたばらつき量を基に設定した。免震支承の変動については、前節に示される免震支承の等価剛性、等価減衰定数、破断ひずみ、および破断耐力の全データの統計分析結果を用いている。等価剛性については、荷重変形性能試験における概ね 175%時の剛性のばらつきを用いている。等価減衰定数についても同様である。なお、等価減衰定数については、LRB および HDR については免震支承の降伏耐力の変動によって等価減衰定数のばらつきを表現している。これらの変動要因については、特に断りのない限り正規分布を仮定し、さらにそれぞれの変動要因は独立と仮定した。この仮定のもとでは、免震支承のハードニング勾配とハードニング開始以前の剛性の変化とは、完全に相関があると仮定していることとなる。

橋脚の変形性能については、前々節で示される矩形橋脚(橋脚高さ 10m)を対象として、材料等のばらつきを考慮することによって、道路橋示方書に示されるじん性率のばらつきを求めた。さらに、じん性率算定法の精度のばらつきも考慮した。最終的に、公称強度等によって求められたじん性率を用いて基準化し、そのばらつきを表現した。このじん性率のばらつきは、断面形状、橋脚高さ、じん性率そのものによっても変化する。しかしながら、ここでは断面形状、橋脚高さ、およびじん性率によるばらつき程度の変化については無視し、基準とした橋脚におけるじん性率のばらつき程度を、全てのケースに適用した。なお、基準とした橋脚の塑性率は 6 程度であった。

免震支承の破断ひずみおよび破断耐力は、実験結果の平均値および標準偏差を有する正規分布として仮定した。なお、破断ひずみと破断耐力は完全相関させた。なお、統計分析に基づき、免震支承の耐力および剛性の変化と、破断特性とは相関性は無いものとした。解析はモンテカルロシミュレーション法を用いた。試行回数は 20,000 回とした。

図-4.4.8 に、LRB を用いた免震橋梁を対象として、ハードニング特性が免震支承の応答ひずみ、作用力、および橋脚の応答塑性率に及ぼす影響をヒストグラムの形で示している。ハードニングを考慮しないバイリニアモデルでは、免震支承の応答ひずみは設計ひずみである 250%を越えた応答を示し、またばらつきも大きい。これは、橋脚の過強度特性によって支承が過度に応答しているものである。またそれに応じて支承の作用力も増加している。これに対して、橋脚の応答塑性率に着目した場合は、ばらつきを考慮した場合のバイリニアモデルでの結果は、橋脚の応答塑性率は設計で考慮していた値よりも小さくなることわかる。これも、過強度特性によるものである。

一方、ハードニングを考慮した場合は、免震支承の応答ひずみは設計値に近づく方向にシフトし、免震支承の作用力は増加する方向にある。概ね免震支承の応答ひずみは設計で想定したひずみ 250%を中心としてばらつく。作用力については、概ね設計で想定する作用力の 1.25 ~ 1.50 倍程度が作用することがわかる。橋脚の応答塑性率についても支承からの反作用力が増加するため塑性率が増加

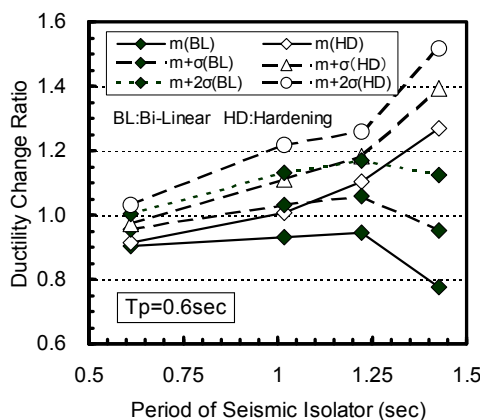
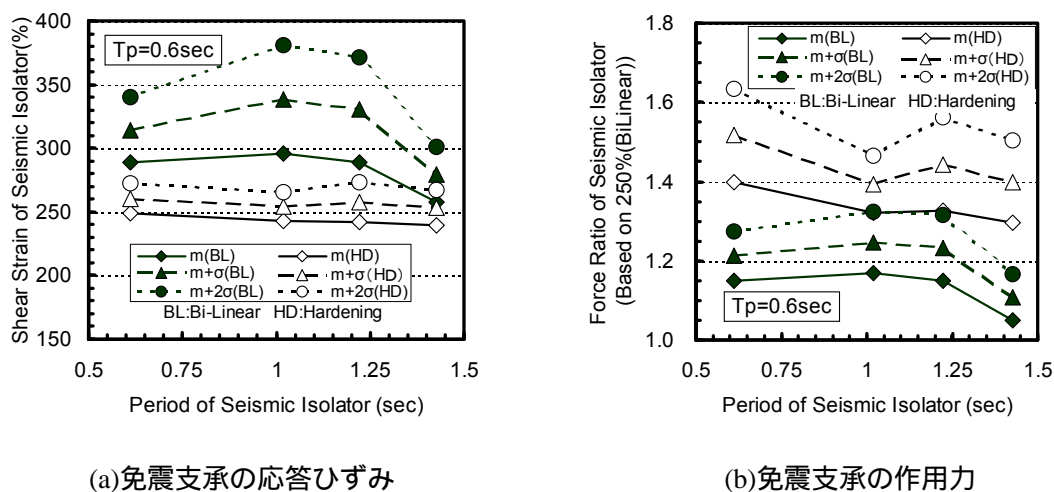
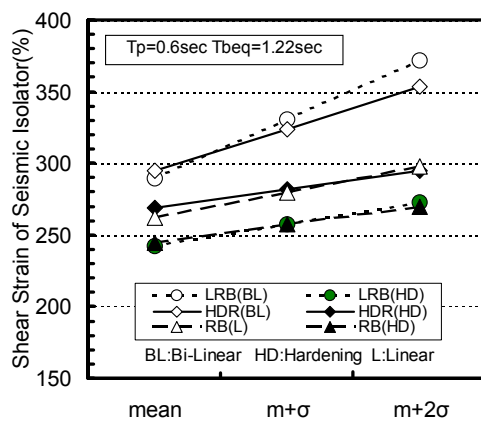


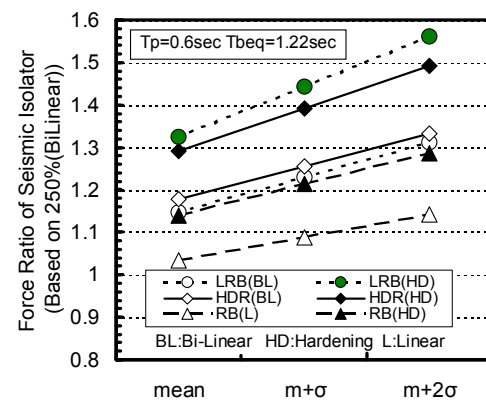
図-4.4.9 モンテカルロシミュレーション法による免震支承のハードニング特性が  
免震支承および橋脚の地震応答に及ぼす影響解析 (LRB)

する傾向にある。

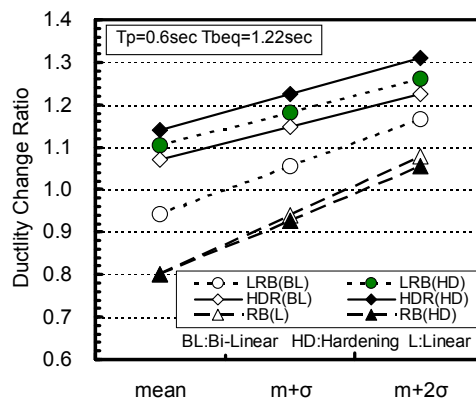
図-4.4.9 では、支承のハードニング特性を考慮した免震橋梁の地震応答に対する免震支承の等価固有周期に対する依存性の影響を、平均値および標準偏差の形で示したものである。図-4.4.9 および図-4.4.4 は基本的に同じ影響に着目しているが、図-4.4.9 では、材料強度等のばらつきによって生じる橋脚や免震支承の剛性や耐力のばらつきによる応答特性の変化が算定されている点が、図-4.4.4 との相違点となっている。免震支承の応答ひずみに着目して図-4.4.4 と図-4.4.9 を比較してみると、免震支承の復元力特性にバイリニアモデルを用いた場合は橋脚の過強度特性によって平均応答値は概ね300%近くとなるが、実際の挙動に近いハードニングモデルを用いた場合は、平均応答値は250%程度となり、ハードニング効果により免震支承のひずみが抑えられていることがわかる。図-4.4.4 で、ハードニング特性を考慮した場合はバイリニアモデルの約0.85～0.95倍の応答が期待されるとされているが、モンテカルロシミュレーションの平均応答では  $250\%/300\%=0.83$  程度であり、免震支承の応答ひずみはさらに小さく抑えられている。一方、免震支承の作用力に着目した場合、図-4.4.9



(a)免震支承の応答ひずみ



(b)免震支承の作用力



(c)橋脚の応答塑性率

図-4.4.10 モンテカルロシミュレーション法による免震支承のハードニング特性の違いが  
免震支承の地震時挙動および橋脚の応答塑性率に及ぼす影響

ではせん断ひずみ 250%に対応する支承の作用力で基準化した場合、ハードニングモデルでは平均値として 1.3～1.4 倍、 $m+2\sigma$  値を考慮した場合 1.6 倍に達する。図-4.4.4 と比較して免震支承の作用力の増加が大きくなっている。橋脚の応答塑性率に着目した場合、免震支承の固有周期が短い場合は、バイリニアモデルの場合 90%程度にまで平均応答塑性率が低減され、ハードニング効果を考慮した場合、若干ながら平均応答塑性率が増加するもののその幅は比較的小さい。一方、免震支承の固有周期が長い場合両者の傾向が顕著となり、バイリニアの場合は設計で考慮する応答塑性率の 80%程度まで平均応答塑性率が低減されるが、ハードニングを考慮した場合 120%まで増加する。このように、橋脚の応答塑性率は、免震支承の等価固有周期に非常に敏感に変化する。

図-4.4.10に免震支承の復元力特性の違いが及ぼす免震橋梁の地震応答特性への影響について示す。免震支承の応答ひずみに着目した場合、RB 支承はハードニングの影響が 3 支承タイプのなかで最も小さい。LRB および HDR は、ハードニングを考慮しないバイリニアモデルでは概ね同程度の応答を示すが、ハードニングを考慮した場合は、HDR が LRB に比較して大きい応答を示す傾向にあ

る。これは、HDR のハードニング特性には曲線状に徐々にハードニングが生じるようなモデル化を行ったためである。免震支承の応答作用力に着目した場合は、RB の作用力の増加が一番小さい。さらに着目すべき点は、LRB および HDR の場合は、ハードニングを考慮した場合はいずれの場合においても橋脚の応答塑性率が増加する傾向にあったが、RB の場合ハードニングによる影響は小さくかつ  $m+2$  を考慮した場合でようやく設計で想定した橋脚の塑性率に達することがわかる。以上のことから、RB を用いた橋梁においてはハードニングによる影響は小さく、かつ橋脚に過強度特性が生じることによって支承の応答ひずみおよび作用力については若干危険側に作用し、橋脚には安全側に作用することがわかる。一方、LRB および HDR を用いた場合は、支承の応答ひずみおよび作用力および橋脚の応答塑性率の増加が大きく、支承のハードニングの影響は、支承および橋脚の両者に対して危険側に作用することがわかる。

#### 4.4.6 免震支承のハードニング特性に着目した免震橋梁構造の信頼性評価

前節で述べた免震支承の破断特性、さらに前々節で述べた橋脚の終局変位特性の調査結果に基づき、表-4.4.1 に示す支承の破断および橋脚の終局変位特性を仮定し、ハードニングを考慮した場合の免震橋梁における免震支承および橋脚の耐震信頼性を評価した。評価パラメータとしては破壊確率等の指標も考えられるが、一般的によく用いられる安全性指標 を算定した。また、今回は入力地震動として特定の 1 波形を用いて算定を行っている。したがって、算定される安全性指標は用いた地震波形を用いた場合という条件付安全性指標 の算定したことになり、一般的に用いられるそれとは異なっていることに注意する必要がある。なお、安全性指標 の算定にあたっては、式(4.4.1) に示すように免震支承の応答ひずみおよび橋脚の応答塑性率、さらには免震支承の破断特性および橋脚のじん性率のばらつきを、全て同じ平均値および分散を有する正規分布に置き換えて算定を行った。

$$\beta = \frac{m_C - m_R}{\sqrt{\sigma_C^2 + \sigma_R^2}} \quad (4.4.1)$$

ここに、 $\beta$  : 安全性指標、 $m_C, m_R$  : 耐力および応答の分布の平均値、 $\sigma_C, \sigma_R$  : 耐力および応答の分布の標準偏差、である。

図-4.4.11 では LRB に着目して安全性指標 を整理したものである。免震支承の応答ひずみに関してはハードニングを考慮した場合支承の等価固有周期に依存せず概ね 2~2.5 程度存在することがわかる。一方免震支承の作用力に着目した場合、これも等価固有周期に依存せず概ね 1.0 程度に散らばっていることがわかる。また、免震支承の応答ひずみおよび作用力に対する安全性指標 は異なった値が算定されている。これは、検討対象そのものが非線形性の強い応答を対象としているためと考えられる。しかしながら、支承のモデル化や破断ひずみおよび破断荷重の分布設定等により違

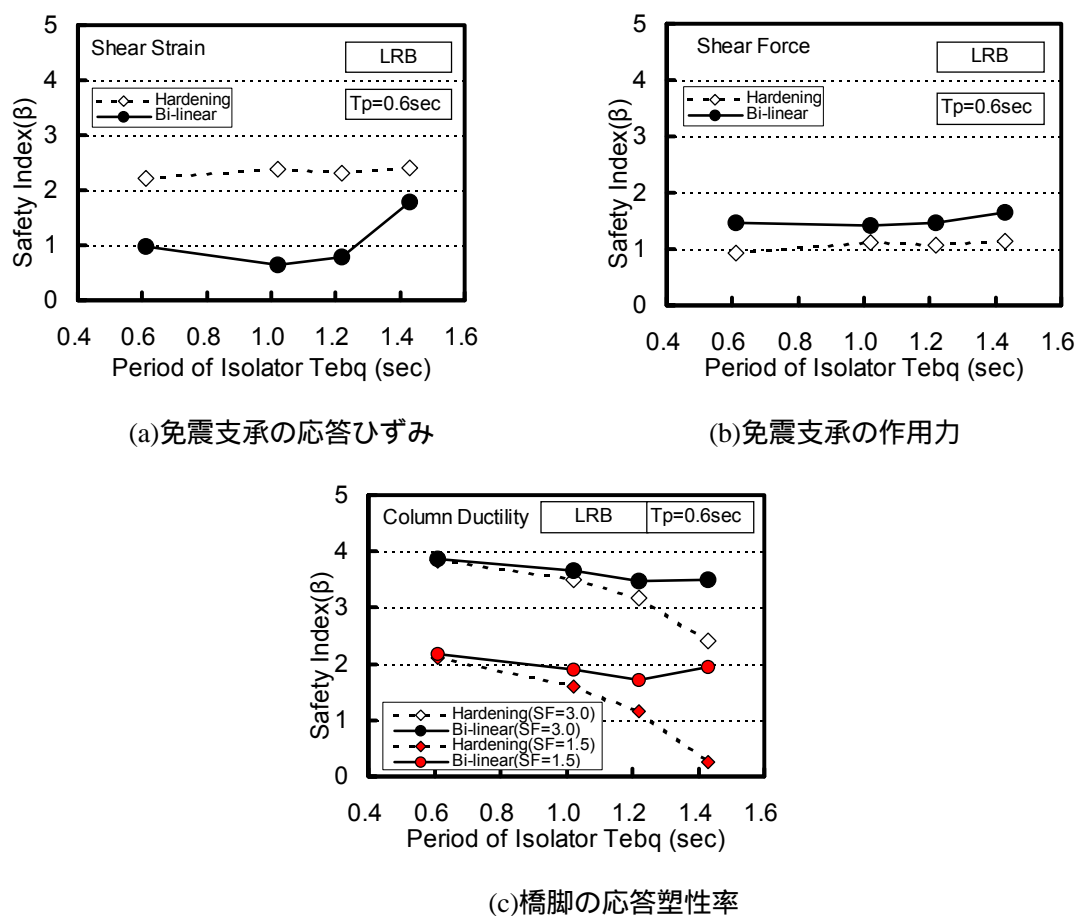
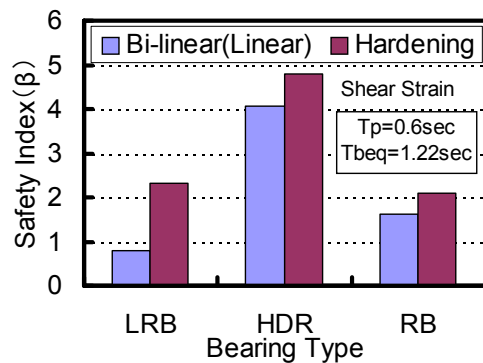


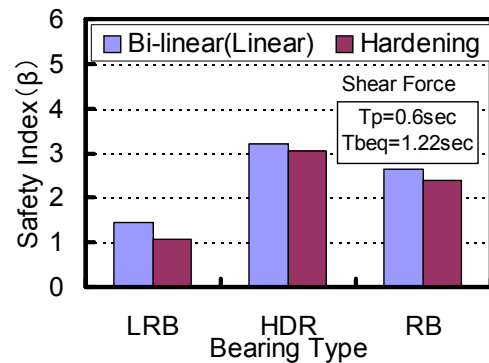
図-4.4.11 モンテカルロシミュレーション法による免震支承のハードニング特性が  
免震支承および橋脚の安全性指標 に及ぼす影響 (LRB)

った値が算定されることとなった可能性も否定できない。したがって、実際の応答では両者の中間的な値になるものと考えるのが妥当と思われる。また、作用力については安全性指標 が 1.0 程度と小さい値が算定された。ハードニング特性を考慮した場合、ひずみが増加する方向もしくは作用力が増加する方向には頻度が急激に減少する分布形状となる。しかしながら、安全性指標で評価した場合は、ひずみが減少する方向もしくは作用力が減少する方向の分布形状に影響されるため、厳しい評価となっていると思われる。また、参考文献 3)に取りまとめられた LRB の破断特性については、1990 年近くに行われた結果を多く用いて統計量を算出している。ここ 10 年における技術開発により、支承の破断ひずみ等は向上していると思われる。以上のことから、本検討で得られた結果よりも安全性は高いものと思われる。

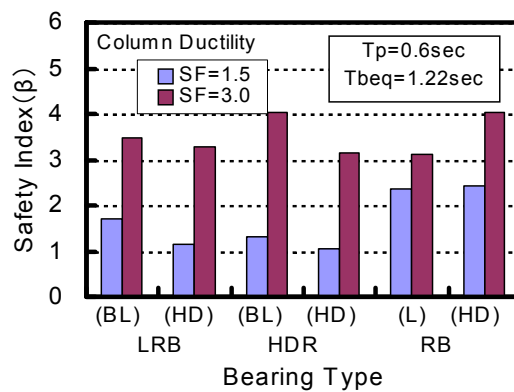
一方、橋脚の応答塑性率に関しては、道路橋示方書に示される許容塑性率の算定に関する安全率 SF を 3.0 および 1.5 とした場合について安全性指標 を算定した。ここでは、あくまでも設計において、ここで設定する許容塑性率を算定するにあたって用いる安全率に対応する橋脚が建設可能であるということを前提として以下の議論を進めている。すなわち、本計算の場合橋脚の降伏耐力は固定としているため、帯鉄筋等がじん性率が確保されるよう配筋されていることを前提として計算



(a) 免震支承の応答ひずみ



(b) 免震支承の作用力



(c) 橋脚の応答塑性率

図-4.4.12 モンテカルロシミュレーション法による免震支承のハードニング特性の違いが  
免震支承および橋脚の安全性指標 に及ぼす影響

を行っていることとなる。安全率  $SF$  が 3.0 とは塑性範囲の約 33% しか応答に対して許容しないこととなり、安全率  $SF$  が 1.5 とは塑性範囲の約 66% まで応答を許容することとなる。なお、現行の道路橋示方書では免震橋梁の橋脚の許容塑性率の算定における安全率  $SF$  を 3.0 にとるよう規定がなされている。図-4.4.11(c)に着目した場合、安全率  $SF$  が 1.5 かつハードニングを考慮した場合は、支承の等価固有周期が大きくなるにつれて、すなわち免震橋梁として固有周期による作用力の低減効果を狙った橋梁になるに従い、安全性指標 が低下し、今回計算した範囲では安全性指標 が 1.0 を下回るケースがあった。これは、前述したように、地震時の応答低減に期待する支承のエネルギー吸収効果が大きいほど、支承のばらつきによる変動が橋脚の応答塑性率に及ぼす影響が大きくなるためと考えられる。

前々節で行った単柱橋脚の大規模地震における条件付安全性指標は  $\geq 2.0$  程度と算定されており、それと比較した場合橋脚の許容塑性率の算定における安全率  $SF$  が 1.5 程度では、同等の安全性が確保できないということがわかる。現行の道路橋示方書では安全率  $SF$  を 3.0 としているが、この場合免震支承による系の長周期化を図った橋梁であっても安全性指標 は 2.0 程度以上確保できていることがわかる。免震橋梁における許容塑性率の算定における安全率  $SF$  が 3.0 は、免震橋梁では橋脚

に塑性化をあまり期待した設計を行わないように定められている係数であるが、今回の検討の結果、橋脚の限界状態に対する安全性から考察することによっても、この程度の安全率の確保が必要であることが明らかになった。

さらに、図-4.4.12 では支承の復元力特性の違いによる安全性指標 への影響について整理したものである。LRB と HDR の応答ひずみおよび作用力については、図-4.4.10 より明らかなように、概ね同じような傾向にある。しかしながら、表-4.4.1 に示したように、HDR の破断ひずみおよび破断耐力は LRB と比較して非常に大きい。すなわち、HDR は破壊現象に対して安全性の高い支承である。このため、LRB および HDR の安全性指標 を比較した場合、HDR はより大きな値を有していることがわかる。ハードニングを考慮した場合、HDR の場合支承ひずみに対して 5.0 程度、作用力に対して 3.0 程度の安全性指標 が確保されているが、LRB の場合は、それぞれ 2.3 および 1.1 程度であり、LRB は HDR と比較した場合、破断に対する安全性が小さいことがわかる。橋脚の安全性指標に関しては両者の差異は小さい。一方、RB については、ひずみおよび作用力との破断に対する安全性指標 は 2.0 程度であるが、橋脚に着目した場合、許容塑性率に用いる安全率 SF が 1.5 であっても安全性指標 が 2.0 以上確保されている。現行の道路橋示方書では RB を用いた場合の橋脚の許容塑性率の算定における安全率 SF の設定については具体的な指標が示されておらず、実務的には一般的な橋脚において使用される 1.5 が用いられている。すなわち、LRB および HDR を用いた橋梁とは異なった値を用いている。LRB、HDR および RB の、ハードニングによる橋脚への応答塑性率の増加特性が全く異なっていることから、LRB および HDR と RB とでは橋脚に用いる許容塑性率算定に用いる安全率 SF に異なった値を用いることは、妥当であることがわかる。

#### 4 . 4 . 7 結言

免震橋梁の地震応答に及ぼす、免震支承のハードニング効果および耐力や剛性の変動特性の影響について検討するため、LRB、HDR および RB を対象としてモンテカルロシミュレーション手法によって検討を行った。さらに既往の免震支承の破断特性、橋脚の終局状態に対する検討結果を用いることによって、安全性指標 を算定した。以下に本検討によって得られた主要な結論を示す。

免震支承のハードニング特性はハードニングを考慮しない場合と比較して、免震支承の応答ひずみについては減少させる方向に作用し、免震支承の作用力については増加させる方向に作用する。また、橋脚の応答塑性率については、支承からの反作用力のため増加する方向に作用する。ハードニング特性による橋脚の応答塑性率の増大については、免震支承の等価周期依存性が強い。免震支承の等価固有周期が増大するにつれて、橋脚の応答塑性率の増大率が大きくなる。これは、免震支承の等価固有周期が長くなるにつれて支承で吸収されるエネルギー量が大きくなり、ハードニングによる履歴吸収エネルギー量の変化が自ずと大きくなるため、橋脚の応答塑性率への影響が大きくなるものと考えられる。

免震支承および橋脚の耐力および剛性のばらつきを考慮した場合、免震支承の応答ひずみに関し

ては橋脚の過強度特性の影響とハードニングによる影響が相殺され、平均応答ひずみは概ね設計値どおりとなる。しかしながら、免震支承の作用力についてはばらつきを考慮することによりさらに大きな作用力が作用する。橋脚の応答塑性率については、免震支承の等価固有周期が大きくなるにつれ、設計より大きな応答塑性率となる傾向にある。橋脚の応答塑性率の変化は、免震支承の等価固有周期の変化に対して敏感である。

ハードニングおよびばらつきの影響を考慮した場合、LRB および HDR については、免震支承および橋脚に及ぼす影響はほぼ同じである。RB については、LRB および HDR と比較して、支承の応答ひずみおよび作用力の増加に及ぼす影響は小さい。また、ハードニング後の履歴減衰の増加により橋脚の応答塑性率は設計で想定するよりも小さくなる。

ハードニングおよびばらつきの影響を考慮した場合、橋脚降伏固有周期 0.6 秒、免震支承の等価固有周期 1.22 秒の組合せを有する免震橋梁において、安全性指標 は、LRB ではひずみに対して 2.0 程度以上、作用力に対して 1.0 程度、HDR は破断ひずみが大きいことからひずみに対して 5.0 程度以上作用力に対して 3.0 程度以上存在する。RB についてはひずみに対して 2.5 程度、作用力に対して 2.0 程度存在する。実際の破断に対する安全性は、本検討結果の中間的な値になると考えられる。

ハードニングおよびばらつきの影響を考慮した場合、橋脚に関しては、同じ許容塑性率算定に用いる安全率が同じであるならば、LRB および HDR の安全性指標の値は、RB よりも劣る。LRB および HDR については、道路橋示方書に示されるように安全率を 3.0 とした場合の安全性指標は 3.0 程度、RB については安全率を 1.5 とした場合の安全性指標は 2.4 程度であった。

以上については、地震波による影響を無視し、実務設計で用いられる地震波に対する傾向を把握したものである。したがって、地震波のばらつきを含めた安全性指標の算定を行っていく必要がある。



## 4.5 地震動の不確定性に着目した免震橋梁構造の地震時信頼性評価と 限界状態設計法

### 4.5.1 緒言

激震動下における免震橋梁は、免震支承のみならず橋脚においても塑性化が進行する。このような場合の免震橋梁の地震時挙動は、免震支承および橋脚で非線形挙動が生じるため橋梁全体系として非常に複雑な挙動を示す。したがって、設計実務においては道路橋示方書に示されるように、動的解析を用いた設計がなされる<sup>11)</sup>。このような場合に問題となるのが動的解析に用いる地震波である。

理想的には、橋梁の建設地点における地震波の特性を考慮することが望ましい。しかしながら、建設地点における地震波を評価する技術が一般に浸透していない現状では、一般に考慮すべき大規模地震動の特性値として加速度応答スペクトルが設計基準で示されている。このことを踏まえ、本稿では地震動の設定においてはこの線形加速度応答スペクトルが与えられるという条件の下で、地震動のばらつきを検討するものとした。

実務設計では、このように設計で考慮すべき加速度応答スペクトルの下で、そのスペクトルに適合するよう調整した波が動的解析に用いられている。例えば、内陸直下型地震を考慮した動的解析を実施する場合には、兵庫県南部地震において観測された地震波を用いて、設計スペクトルに適合するよう振幅調整された波が用いられる。このようにして設定された地震動の問題点としては、設定された地震動がはたして建設地点での地震動の非線形応答特性と同一の特性を有しているかという点にある。同じ加速度応答特性を有する地震波であっても、非線形応答特性は千差万別である。このような、地震動の非線形応答特性の違いは、前述した地震動設定法の下では橋梁の地震応答のばらつき量として評価することが可能であると考えられる。したがって、地震動の非線形応答特性を応答のばらつき量とあらかじめ設計のなかで考慮しておくことにより、より地震動の非線形応答特性の影響を考慮した設計を行うことが可能になると思われる。

### 4.5.2 既往の研究

地震動強度のばらつきを対象とした研究は多く行われているが、地震動の非線形特性のばらつきを対象とした研究は少ない。長谷川ら<sup>35)</sup>は、地震波の初期位相の不確実性を考慮した橋梁の耐震信頼性解析を実施している。しかしながら、免震橋梁を対象として、地震動の非線形応答特性のばらつきに着目した解析は筆者の知る限り行われていない。

ここでは、免震橋梁を対象として、地震動の非線形応答特性のばらつきに着目した解析を行った。まず、既往の地震動波形を用いて道路橋示方書に示される加速度応答スペクトルに適合する波形を50波作成した。これらの地震動波形を用いて、一般的な免震橋梁を対象としたモンテカルロシミュレーションを実施し、免震支承および橋脚の地震応答特性のばらつきについて検討を行った。なお、地震応答解析においては、免震支承および橋脚の耐力・剛性のばらつき、さらに免震支承のハードニング特性の有無による違いも把握できるよう解析も行った。さらに、免震支承の履歴減衰特性の差として鉛プラグ入り積層ゴム支承、高減衰積層ゴム支承、さらに減衰性が小さい特別なケースとして天然ゴム系積層ゴム支承にも着目して、地震動の非線形応答特性が免震橋梁の応答特性に及ぼす影響について検討を行った。

### 4.5.3 適合地震波の作成

本研究では、地震動のばらつきとして、設計基準で示される加速度応答スペクトルに適合するという条件下で、非線形応答特性のばらつきに着目した。これは、実務設計では大規模地震動については、加速度応答スペクトルのみが示される場合が多いことを考慮したものである。具体的には、既往の地震動波形を、道路橋示方書 耐震設計編に示される加速度応答スペクトルに適合させることにより、線形加速度応答特性は同一であるが、非線形応答特性の異なる地震波を作成し、これらの波形を用いることによる免震橋梁の地震応答特性の影響を把握するものである。

既往の地震動記録については、参考文献 12)に示される兵庫県南部地震 J R 鷹取駅地震波 N-S 成分、E-W 成分、および大阪ガス葺合供給所 N-S 成分の3波と、参考文献 20)に示される 1980 年までに土木構造物で観測された地震波のうち、M6.6 以上の地震で観測された 47 波を用いた。使用した地震波のリストを表-4.5.1 に示す。適合させる加速度応答スペクトルは、道路橋示方書 耐震設計編レベル2タイプ 種地盤におけるスペクトルとした。なお、適合させるスペクトルは内陸直下型地震を想定したスペクトルであるが、参考文献 5)から用いた地震波は必ずしも内陸型地震のみを対象とはしていない。結果としてここでは、内陸型地震の非線形応答特性に着目するのではなく、海洋型地震動の地震動特性をも考慮した波を作成していることとなった。

適合波の作成にあたっては、平成2年道路橋示方書に示されるスペクトル適合方法を用いた。ただし、平成2年道路橋示方書の方法では、地震動の時刻歴波形に包絡線を用いた修正法が示されていないが、本研究では大崎の方法<sup>36)</sup>により時刻歴波形に包絡線を用いた修正を施した。図-4.5.1 にスペクトル適合波生成フローチャートを示す。大崎の包絡線関数では主要動の開始時刻と終了時刻がマグニチュードの関数となっているため、ここでは兵庫県南部地震での値  $M=7.2$  を用いた。

図-4.5.2 にスペクトル適合された地震波の一例として、日向灘沖地震妙見橋での記録を示す。比較として日本道路協会より示されている兵庫県南部地震 J R 鷹取駅 N-S 記録を用いた調整波の時刻歴波形をも示す。

表-4.5.1 人工地震動作成に使用した地震波形リスト

No.	観測 方位	地震名	観測地名	地震発生 年月日時分	M	地盤 種別	No.	観測 方位	地震名	観測地名	地震発生 年月日時分	M	地盤 種別
1	LG	日向灘	妙見橋	1968.04.01.09:42	7.5	3	26	N-S	岩手県沖	青森港	1968.06.12.22:42	7.2	3
2	LG	日向灘	板島橋	1968.04.01.09:42	7.5	2	27	N-S	愛媛県西部沿岸	細島港	1968.08.06.01:17	6.6	2
3	N-S	日向灘	有明海堤防	1968.04.01.09:42	7.5	3	28	N-S	愛媛県西部沿岸	高知港	1968.08.06.01:17	6.6	3
4	LG	東北東方沖	幌満橋	1968.05.16.09:49	7.9	1	29	N-S	日向堤	細島港	1969.04.21.16:19	6.5	2
5	LG	青森県東方沖	幌満橋	1968.05.16.19:39	7.5	1	30	N-S	岐阜県中部	衣浦港	1969.09.09.14:15	6.6	3
6	LG	岩手県沖	開北橋	1968.06.12.22:42	7.2	1	31	N-S	北海道南部地方	釧路港	1970.01.21.02:33	6.7	2
7	LG	愛媛県西部沿岸	板島橋	1968.08.06.01:17	6.6	2	32	N-S	北海道南部地方	室蘭港	1970.01.21.02:33	6.7	2
8	HA	宮城県沖	石瀬戸橋	1970.07.26.07:41	6.7	2	33	N-S	北海道南部地方	八戸港	1970.01.21.02:33	6.7	2
9	LG	八丈島東方沖	平井大橋	1972.12.04.19:16	7.2	2	34	N-S	宮城県沖	細島港	1970.07.26.07:41	6.7	2
10	N-S	八丈島東方沖	東京湾(富津岬)	1972.12.04.19:16	7.2	2	35	N-S	襟裳岬沖	釧路港	1971.08.02.16:25	7.0	2
11	N-S	八丈島東方沖	東京湾(観音崎)	1972.12.04.19:16	7.2	1	36	N-S	襟裳岬沖	室蘭港	1971.08.02.16:25	7.0	2
12	N-S	伊豆半島南部沿岸近海	東京湾(富津岬)	1974.05.09.08:33	6.9	2	37	N-S	八丈島東方沖	東京港(品川)	1972.12.04.19:16	7.2	2
13	N-S	伊豆半島南部沿岸近海	東京湾(観音崎)	1974.05.09.08:33	6.9	1	38	N-S	八丈島東方沖	久里浜港	1972.12.04.19:16	7.2	3
14	N-S	大島近海	東京湾(観音崎)	1978.01.04.12:24	7.0	1	39	N-S	根室半島沖	釧路港	1973.06.17.12:55	7.4	2
15	LG	宮城県沖	開北橋	1978.02.20.13:37	6.7	1	40	N-S	根室半島	室蘭港	1973.06.17.12:55	7.4	2
16	LG	宮城県沖	平大橋	1978.02.20.13:37	6.7	2	41	N-S	根室半島沖	釧路港	1973.06.24.11:43	7.1	2
17	LG	宮城県沖	新利根川橋	1978.06.12.17:14	7.4	2	42	N-S	伊豆半島南部沿岸近海	横浜港(1)	1974.05.09.08:33	6.9	3
18	LG	宮城県沖	雄平橋	1978.06.12.17:14	7.4	2	43	N-S	伊豆半島南部沿岸近海	田子/浦港	1974.05.09.08:33	6.9	3
19	LG	宮城県沖	開北橋	1978.06.12.17:14	7.4	1	44	N-S	大島近海	沼津変電所	1978.01.04.12:24	7.0	1
20	LG	宮城県沖	平大橋	1978.06.12.17:14	7.4	2	45	N-S	大島近海	熱海変電所	1978.01.04.12:24	7.0	1
21	HA	伊豆半島付近	東名・富士川	1980.06.29.16:20	6.7	2	46	N-S	大島近海	新岩田変電所	1978.01.04.12:24	7.0	3
22	N-S	越前岬沖	名古屋港	1963.03.27.06:34	6.9	2	47	N-S	大島近海	白堀変電所	1978.01.04.12:24	7.0	1
23	N-S	日向灘	高知港	1968.04.01.09:42	7.5	3							
24	N-S	青森県東方沖	室蘭港	1968.05.16.19:39	7.5	2	48	NS	兵庫県南部地震	JR鷹取駅	1995.01.17.05:46	7.2	2
25	N-S	青森県東方沖	青森港	1968.05.16.19:39	7.5	3	49	EW	兵庫県南部地震	JR鷹取駅	1995.01.17.05:46	7.2	2
							50	NS	兵庫県南部地震	大阪ガス重合	1995.01.17.05:46	7.2	2

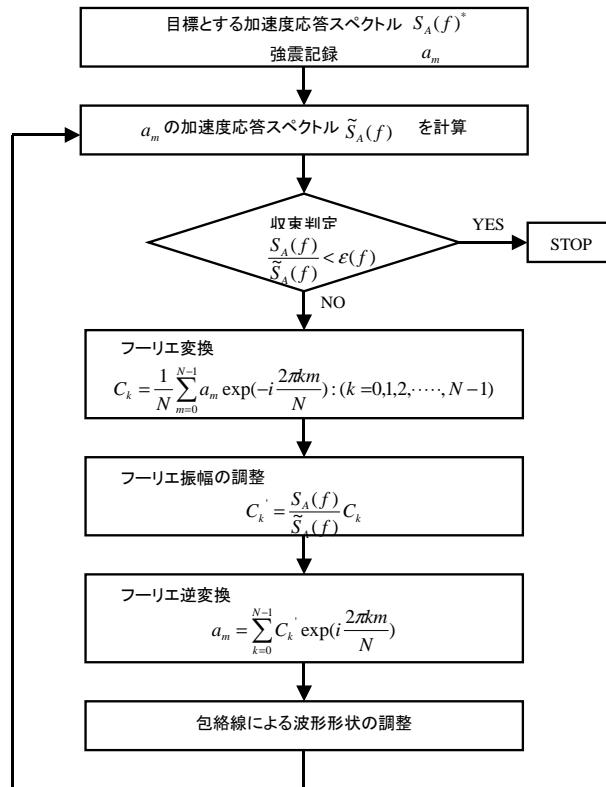
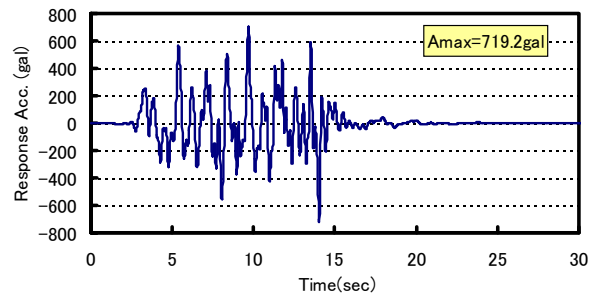
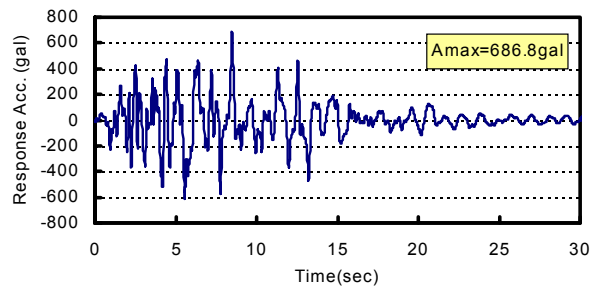


図-4.5.1 加速度応答スペクトル適合波作成フローチャート



(a)日向灘沖地震妙見橋記録適合波



(b)兵庫県南部地震JR鷹取駅NS記録適合波

図-4.5.2 解析に使用した加速度応答スペクトル適合波一例

#### 4.5.4 解析条件および解析モデル

ここでは、免震橋梁として、免震支承と鉄筋コンクリート橋脚からなる橋梁を検討対象とし、免震橋梁を2自由度系モデルでモデル化した。図-4.5.3に解析モデルを示す。具体的には、上部構造、鉄筋コンクリート橋脚を質点とし、免震支承にはバイリニアモデルもしくはハードニングモデル、橋脚には剛性劣化型武田モデルを用いてモデル化した。免震支承のモデル化については後述する。免震支承として、鉛プラグ入り積層ゴム支承(以降「LRB」と略記)、高減衰積層ゴム支承(以下「HDR」と略記)および天然ゴム系積層ゴム支承(以降「RB」と略記)を対象とした。LRBおよびHDRには支承部に1%、RBは支承部に標準値を4%でばらつきを考慮した粘性減衰定数を設定した。橋脚には2%の粘性減衰定数を設定した。上部構造重量と橋脚はり部重量との比は5:1とした。橋脚降伏耐力と上部構造重量および橋脚重量とを考慮した等価重量との比は0.6とした。LRBの降伏耐力と橋脚の降伏耐力の比は0.3とした。HDRは、免震設計法マニュアル<sup>37)</sup>にしたがい復元力特性を定めた。解析モデルは基本的に前節と同じである。

ここで解析対象とする免震橋梁は、橋脚の固有周期は $T_p=0.6\text{sec}$ 、免震支承の固有周期は $T_{beq}=1.24\text{sec}$ とした。なお、ここでは、支承部を固定とした場合に算出される固有周期を橋脚の固有周期( $T_p$ )、上部構造重量と免震支承の最大変位時荷重変形特性から得られる等価剛性から算出される免震支承の固有周期( $T_{beq}$ )と定義している。ちなみに、道路橋示方書では非免震時の橋梁の固有周期と免震時の橋梁の固有周期との比が2倍以上となるよう設計することとされている。

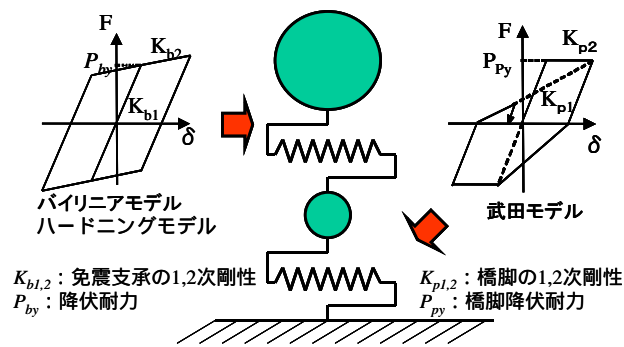
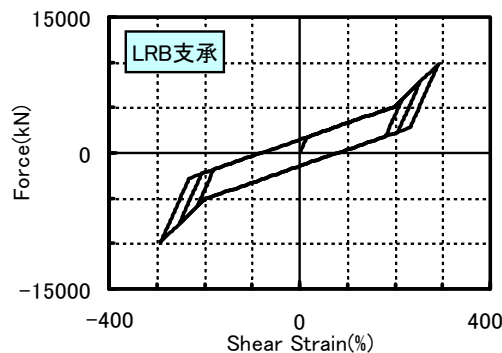
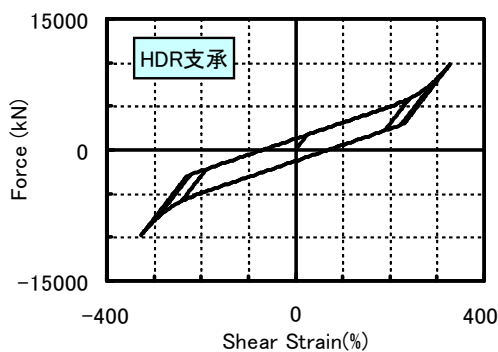


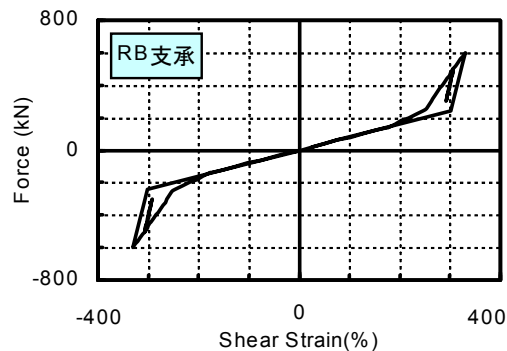
図-4.5.3 解析モデル



(a)LRB 支承



(b)HDR 支承



(c)RB 支承

図-4.5.4 免震支承のハードニングを考慮した復元力特性のモデル化

LRB、HDR、およびRBの復元力特性については、ハードニングについて考慮したモデル化を行った。ハードニングを考慮しない場合は、LRBおよびHDRにはバイリニアモデルを用い、RBには線形バネモデルを用いた。ハードニングモデルは以下のように仮定した。LRBおよびHDRについては、ハードニング開始ひずみは200%とし、LRBは直線の第3次勾配、HDRは曲線の第3次勾配を設けた。RBについては、2段階のハードニング勾配を設定し、175%および250%とした。ハードニング勾配等の設定法については、前節と同じである。以上の仮定により得られた、LRB、HDR、およびRBの復元力特性の一例を図-4.5.4に示す。LRBおよびHDRはハードニング時の勾配に違いはあるものの、ほぼ同じような復元力特性を仮定したことになる。RBについては、ハードニング後に履歴減衰が生じる復元力特性を仮定したことになる。

表-4.5.2 動的解析で考慮したばらつき要因とばらつきの設定

変動要因		変動方法	平均値	変動係数	備考
入力 変動 要因	上部構造重量 $W_u$	$W_u^P = (1 + R \cdot COV(W_u)) \cdot AVE(W_u) \cdot W_u^O$	1.05	0.05	
	橋脚重量 $W_p$	$W_p^P = (1 + R \cdot COV(W_p)) \cdot AVE(W_p) \cdot W_p^O$	1.05	0.05	
	免震支承剛性 $K_{b1,2,hd}$ (1次、2次、ハードニング)	$K_{b1,2,hd}^P = (1 + R \cdot COV(K_{b1,2})) \cdot AVE(K_{b1,2}) \cdot K_{b1,2,hd}^O$	1.00	0.07	LRB
			1.03	0.05	HDR
			0.99	0.09	RB
	免震支承降伏強度 $P_{by}$	$P_{by}^P = (1 + R \cdot COV(P_{by})) \cdot AVE(P_{by}) \cdot K_{by}^O$	1.13	0.18	LRB
			1.05	0.08	HDR
	橋脚降伏剛性 $K_{py}$	$K_{py}^P = P_{py}^P / \delta_{py}^P$	—	—	降伏変位および降伏耐力と連動
橋脚降伏耐力 $P_{py}$	$P_{py}^P = (a_r \cdot (\delta_{py}^P / \delta_{py}^O) + b_r) \cdot P_{py}^O$	—	—	降伏変位と連動	
橋脚降伏変位 $\delta_{py}$	$\delta_{py}^P = (1 + R \cdot COV(\delta_{py})) \cdot AVE(\delta_{py}) \cdot \delta_{py}^O$	1.18	0.07		
耐力 変動 要因	橋脚じん性率 $\mu$	$\mu^P = (1 + R \cdot COV(\mu)) \cdot AVE(\mu) \cdot \mu^O$	1.03	0.18	
	支承破断ひずみ $\gamma_{b,br}$	$\gamma_{b,br}^P = (1 + R \cdot COV(\gamma_{br})) \cdot AVE(\gamma_{br}) \cdot \gamma^O$ $\gamma^O = 250\%$	1.34	0.11	LRB
			2.31	0.25	HDR
			1.34	0.17	RB
	支承破断耐力 $P_{b,br}$	$P_{b,br}^P = (e_r \cdot \gamma_{b,br} + f_r) \cdot P^O \Big _{\gamma=\gamma^O}$	—	—	支承破断ひずみと連動

$^O$  :公称強度等を用いた基準値、 $^P$  :ばらつきを考慮した確率量、 $R$  :平均値0、分散1とする正規乱数  
 $AVE( )$  :ばらつきの平均値、 $COV( )$  :ばらつきの変動係数

$a_r, b_r$  : 矩形断面で高さ10mを想定したモデル橋脚において、鉄筋強度、コンクリート強度等を変化させた場合の橋脚降伏耐力を線形回帰した場合の回帰係数

$e_r, f_r$  : 支承破断ひずみと破断耐力とを線形回帰した場合の回帰係数

以後動的解析の整理の際には、設計上の値は、公称強度等を用いた設計用値を用い、かつ JR 鷹取駅 N-S 成分を設計スペクトルに適合させた波 - 1 波 (以下「JR 鷹取調整波」と略す。)を用いた結果を計算結果を設計値として考えるとともに、耐力剛性のばらつきを考慮するが地震波については JR 鷹取駅 N-S 成分を設計ペクトル適合させた波しか考慮しない場合と、耐力剛性のばらつきと地震動 5 0 波を用いて計算した場合とを比較して示す。

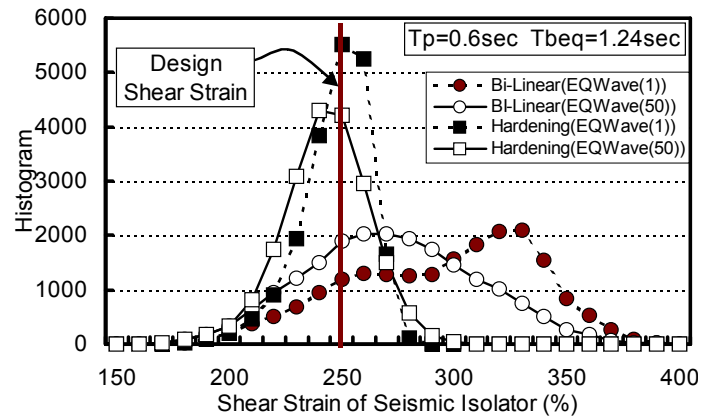
動的解析において、変動要因として設定したパラメータと設定したばらつきを表-4.5.2 に示す。上部構造重量および橋脚重量等、ほぼ全ての変動要因は、前々々節で示した、矩形橋脚 (橋脚高さ 10m) を対象として、鉄筋やコンクリートなど材料等の変動特性を考慮して算定されたばらつき量を基に設定した。免震支承の変動については、前々節に示される免震支承の等価剛性、等価減衰定数の全データの統計分析結果を用いた。等価剛性は、荷重変形性能試験における概ね 175% 時の剛性のばらつきを用いた。等価減衰定数についても同様である。なお、動的解析においては、等価減衰定数は LRB および HDR では降伏耐力の変動によって等価減衰定数のばらつきを表現した。RB については、等価減衰定数のばらつきについては粘性減衰定数のばらつきとして取り扱った。これらの変動要因については正規分布を仮定し、さらにそれぞれの変動要因は独立と仮定した。この仮定のもとでは、免震支承のハードニング勾配とハードニング開始以前の剛性の変化とは、完全に相関があると仮定していることとなる。

入力する地震波は、前述した50波の道路橋示方書 耐震設計編レベル2タイプ 地震動 種地盤の標準加速度応答スペクトルに適合するよう加速度振幅を調整した人工波を用いた。モンテカルロシミュレーションでは整数乱数を発生させ、それに対応する地震波を用いることによって、地震動のばらつきをシミュレーションの中に取り込んだ。モンテカルロシミュレーションの試行回数は20,000回である。

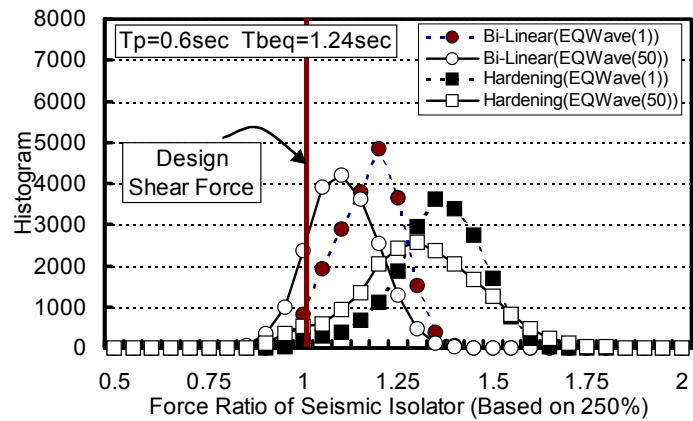
#### 4.5.5 地震動の不確定性を考慮した免震橋梁構造の地震応答特性

図-4.5.5 に支承にLRBを用いた場合における、免震支承のひずみ、作用力および橋脚の応答塑性率について示す。図中設計値とあるのは、実務設計でのモデル化すなわち免震支承をバイリニアモデルを用い、さらに公称強度や設計値によって算出された強度及び剛性を用いて、JR 鷹取調整波を用いて得られた、免震支承の応答値および橋脚の応答値を示す。本図では、設計の延長的な解析であるバイリニアモデルを用いた解析結果、実現象を出来るだけ忠実に再現したハードニングモデルを用いた解析結果を示すとともに、さらに地震波については、JR 鷹取駅 N-S 成分を設計スペクトルに適合させた -1波のみを用いた場合と、作成した50波を用いたシミュレーションに用いた場合を示す。

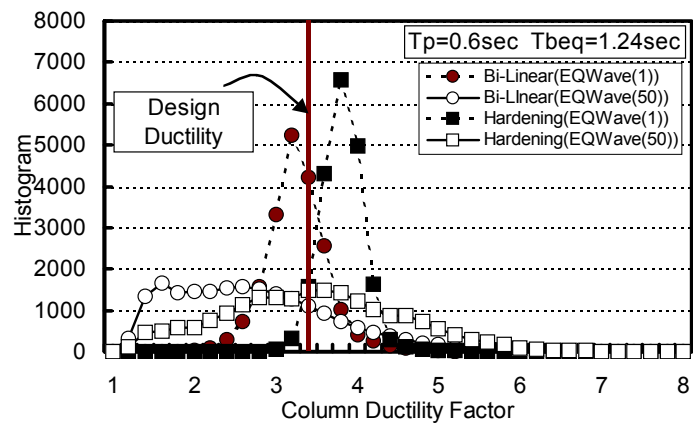
LRBの応答ひずみに着目した場合、1波を用いた解析結果に着目した場合、バイリニアモデルでは平均的な応答値は設計用値と比較して増加する傾向にある。ハードニングモデルを用いることにより支承の応答は減少する傾向にある。地震動のばらつきを考慮した50波を用いた解析結果に着目した場合、バイリニアモデルおよびハードニングモデルとも、応答ひずみが小さくなる方向にほぼ並行的に分布形状が移動していることがわかる。これは、50波のスペクトル調整波の作成において使用した波の中にはプレート境界型の波も多く含まれていることから、JR 鷹取調整波とは違った地震動特性をもった波との比較を行っていることが一因と考えられる。今回の計算結果では、JR 鷹取調整波が免震橋梁の応答に関しては非常に厳しい影響を及ぼす波であるという結果となった。LRBの作用力に対しても同様の考察ができる。LRBの応答ひずみおよび作用力分布の裾野の広がりに着目した場合、1波だけを考慮した場合、50波を考慮した場合とを比較した場合は、顕著な差は見られない。一方、バイリニアモデルを用いた橋脚の応答塑性率と設計用値の塑性率と比較した場合、バイリニアモデルの応答値は若干ながら減少していることがわかる。これは、橋脚の過強度特性およびLRBの減衰特性のばらつきのパイアス特性によるものである。ハードニングモデルを用いた場合、LRBのハードニングによる反作用力によって、橋脚の応答塑性率が増加する傾向にある。さらに、バイリニアモデルおよびハードニングモデルとも、使用する地震波が多くなるにつれて、橋脚の応答塑性率は平均的には小さくなる方向に分布し、一方ばらつき度が大きくなることがわかる。また、その変動量は支承の応答ひずみや作用力と比較して大きいことがわかる。



(a)免震支承応答ひずみ



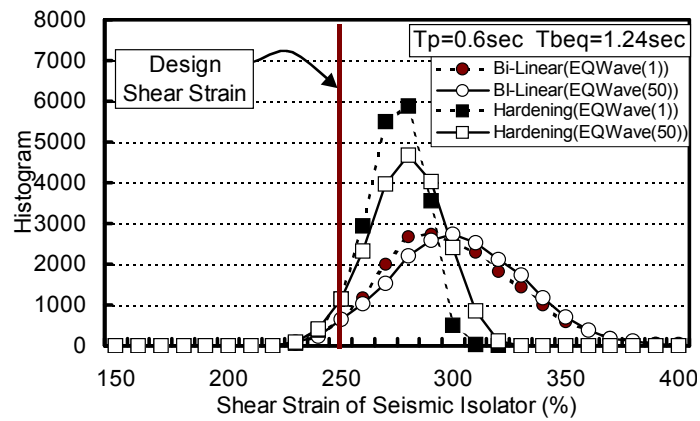
(b)免震支承作用力



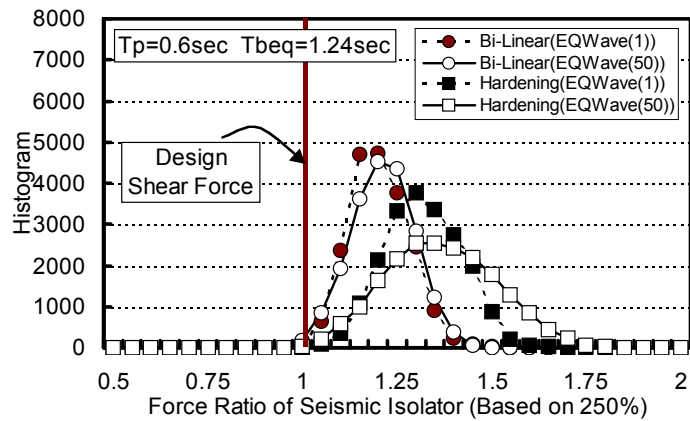
(c)橋脚応答塑性率

図-4.5.5 地震動のばらつきがLRBを用いた免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響  
(橋脚固有周期 $T_p=0.6$ 秒、免震支承等価固有周期 $T_{beq}=1.24$ 秒)

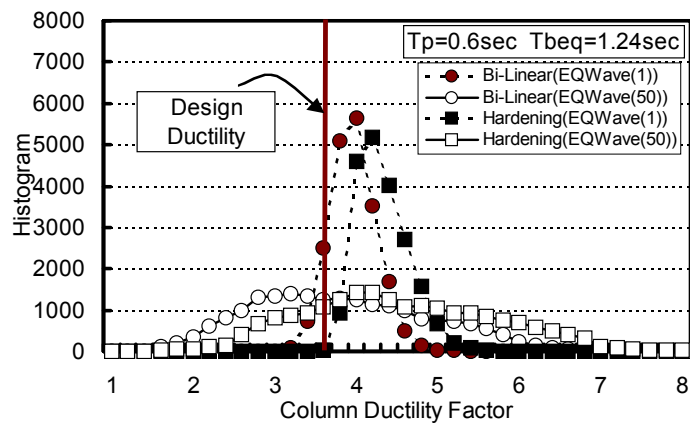




(a)免震支承応答ひずみ

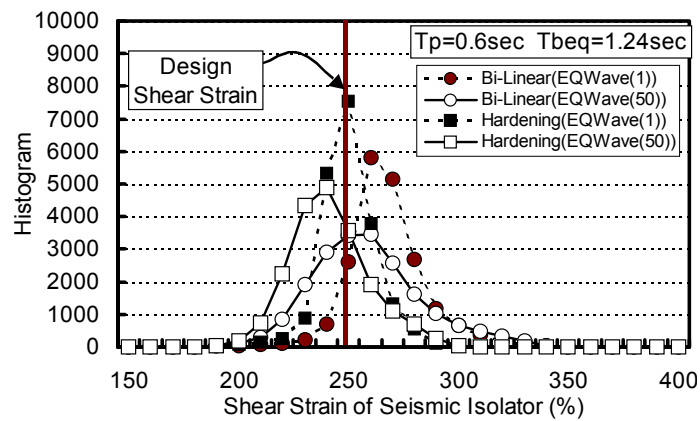


(b)免震支承作用力

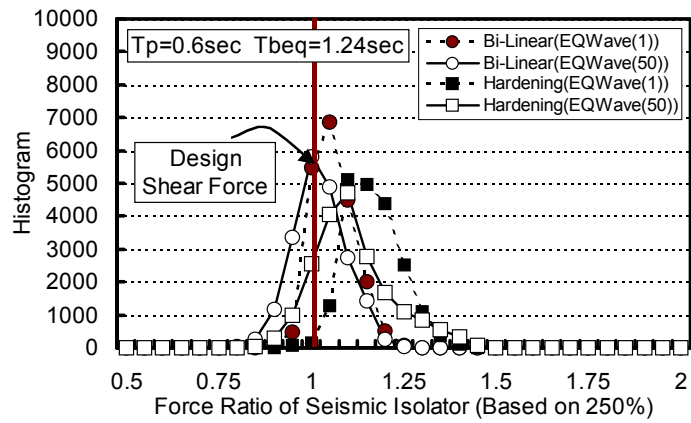


(c)橋脚応答塑性率

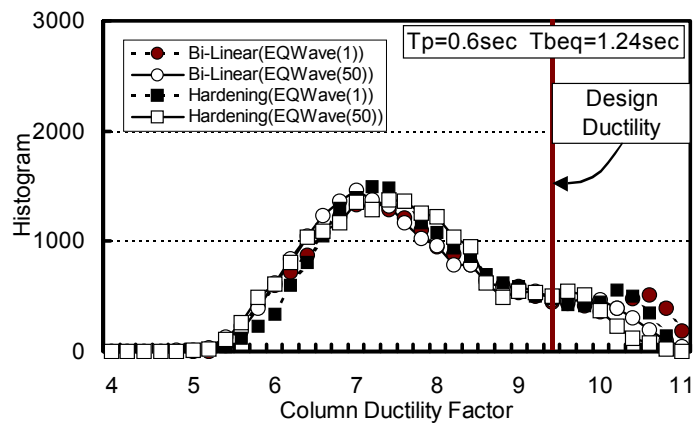
図-4.4.6 地震動のばらつきがHDRを用いた免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響  
(橋脚固有周期 $T_p=0.6$ 秒、免震支承等価固有周期 $T_{beq}=1.24$ 秒)



(a)免震支承応ひずみ



(b)免震支承作用力



(c)橋脚応答塑性率

図-4.5.7 地震動のばらつきがRBを用いた免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響  
(橋脚固有周期 $T_p=0.6$ 秒、免震支承等価固有周期 $T_{beq}=1.24$ 秒)

図-4.5.6 に支承に HDR を用いた結果を示す。LRB と HDR の支承の剛性および減衰のばらつきの観点からは、等価減衰定数のばらつき性状が異なる。その影響によりばらつきの傾向は、LRB の場合と若干の差が生じているものの、全体的な傾向としては、LRB の応答傾向とほぼ同様であることがわかる。

図-4.5.7 に支承に RB を用いた結果を示す。支承の応答ひずみに着目した場合、ハードニングを考慮した場合は平均値的には設計値よりも小さくなる傾向にある。さらに橋脚の応答塑性率に着目した場合、ハードニングによる応答塑性率の変化はほとんど見られないことがわかる。さらに、地震波のばらつきに着目した場合、JR 鷹取調整波 1 波のみを用いた場合に比較して、50 波を用いた場合の変動の幅が LRB や HDR の場合と比較して大きくなる傾向にある。一方、橋脚の応答塑性率に着目した場合、地震波のばらつきによる影響は限定的であり、支承に比較した場合変動の変化はほとんど見られない。RB については、支承自体の減衰特性が小さい。したがって、橋梁全体系の応答の変化が支承に集中して現われてくるものと考えられる。したがって、LRB および HDR と比較して変動特性が異なるものと考えられる。また、RB を用いた場合は、減衰性が小さいことから、橋脚の応答が大きくなる傾向にある。このことは支承の応答が変動しても、反作用的に橋脚の応答に及ぼす影響が小さいものと考えられる。このように、支承の減衰特性の差によって、地震動のばらつきによる影響を受ける構造部位が変化することがわかる。

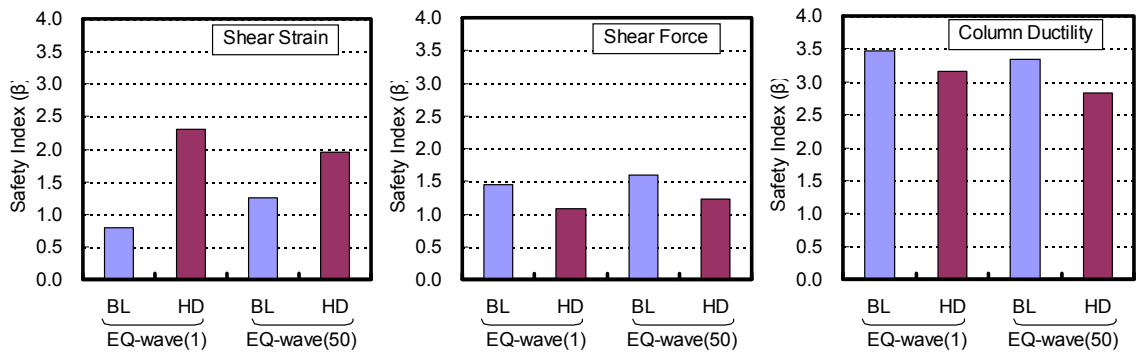
また総じて、RB の支承の応答を除き地震動の非線形特性のばらつきを考慮した場合、バイリニアおよびハードニングモデルの差異による差が小さくなる傾向にある。これは、地震動の非線形特性のばらつきが他のばらつきやモデルの差以上の影響を及ぼしているためと考えられる。

#### 4.5.6 地震動の不確定性を考慮した免震橋梁構造の地震時信頼性評価

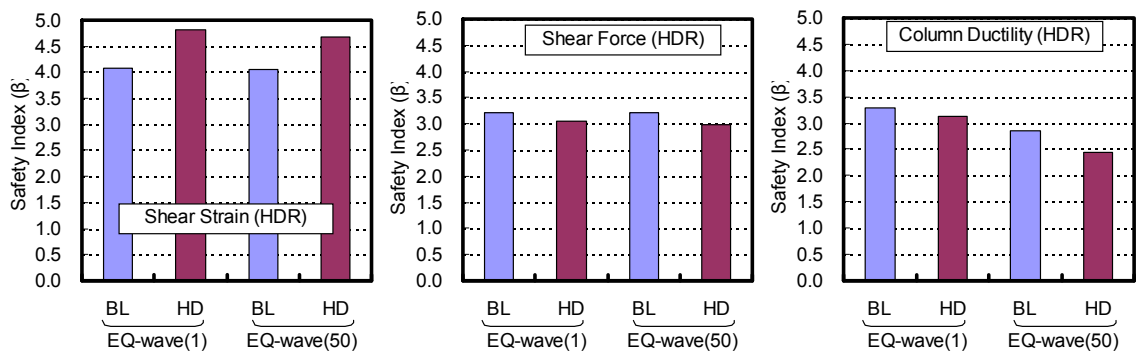
ここではさらに地震動のばらつきを考慮した免震橋梁構造の信頼性評価を行った。比較手法としては、代表波として兵庫県南部地震において鷹取波を道路橋示方書の設計スペクトルに適合するよう振幅調整した波（ - - 1 ）を基本とし、前項で作成した人工地震波 50 波を用いた場合の安全性指標 とを比較した。

安全性指標 の算定にあたっては前節と同様の算定方法とした。免震支承の破断特性および橋脚の終局変位特性については、表-4.5.2 に示す支承の破断および橋脚の終局変位特性を仮定し、ハードニングを考慮した場合の免震橋梁における免震支承および橋脚の耐震信頼性を評価した。評価パラメータとしては破壊確率等の指標も考えられるが、一般的によく用いられる安全性指標 を算定した。なお、安全性指標 の算定にあたっては、免震支承の応答ひずみおよび橋脚の応答塑性率、さらには免震支承の破断特性および橋脚のじん性率のばらつきを、全て同じ平均値および分散を有する正規分布に置き換えて算定を行った。

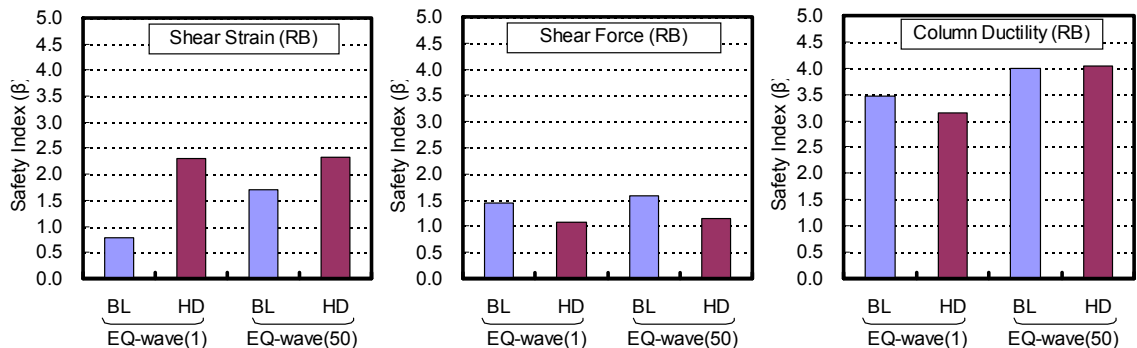
図-4.5.8 に LRB、HDR、RB 各々の免震支承を用いた免震橋梁について地震動のばらつきに着目した安全性指標 について示す。免震支承の応答ひずみに着目した場合、いずれの免震支承を用いた場合であっても、バイリニアモデルを支承の復元力特性として用いた場合は50波を用いた場合に安全性指標が大きくなる傾向にあり、逆にハードニングモデルを用いた場合は安全性指標が小さくなる傾向にある。さらに免震支承の作用力についても同様な考察が可能である。このように免震支承の安全性指標 に及ぼす地震動のばらつきは小さいことがわかる。橋脚の応答塑性率の変動に着目した場合、LRB および HDR に着目した場合では、バイリニアモデルの場合であってもハードニ



(a)免震支承の応答ひずみ (LRB) (b)免震支承の作用力 (LRB) (c)橋脚の応答塑性率 (LRB)



(d)免震支承の応答ひずみ (HDR) (e)免震支承の作用力 (HDR) (f)橋脚の応答塑性率 (HDR)



(g)免震支承の応答ひずみ (RB) (h)免震支承の作用力 (RB) (i)橋脚の応答塑性率 (RB)

図-4.5.8 地震動のばらつきが免震支承および橋脚の安全性指標 に及ぼす影響

(橋脚固有周期  $T_p=0.6$  秒、免震支承等価固有周期  $T_{beq}=1.24$  秒)

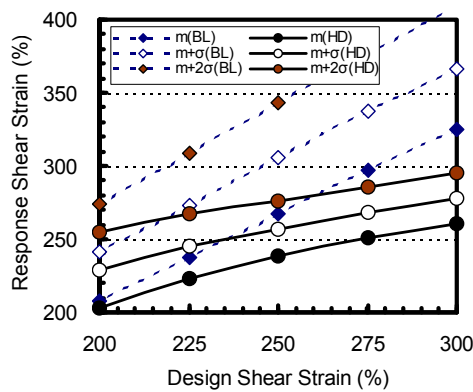
ングモデルの場合であっても、地震動のばらつきにより橋脚の安全性指標が小さくなる傾向にあることがわかる。一方 RB の場合は地震動のばらつきにより安全性指標が大きくなる傾向を示した。今回のモンテカルロシミュレーションの試行回数は 20,000 回であることから、安全性指標が 3 を超えるあたりではその精度が低下することを踏まえて考察したとしても、地震動のばらつきが免震橋梁の応答の変動に及ぼす影響は、橋脚の応答の変動に及ぼす影響が大きいことがわかる。

単柱橋脚の場合は、地震動のばらつきによる影響が支配的で、その応答塑性率の変動に強い影響をもつことがわかっている。一方、橋脚が塑性化するという条件下での免震橋梁においては、免震支承の応答の変動に及ぼす影響は小さく、橋脚の応答の変動に及ぼす影響が大きいことがわかる。これは、地震動のばらつきは免震支承の応答の変化として現われているものの、ハードニングの効果により、橋脚の応答の変化により大きく現われているものと考えられる。

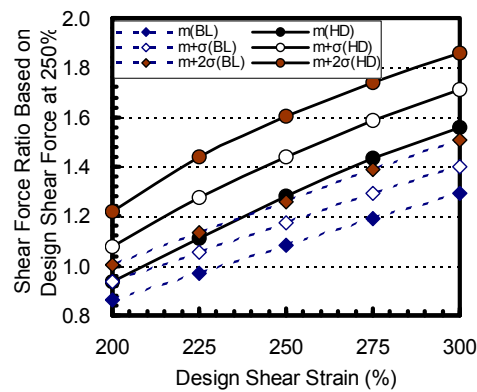
#### 4 . 5 . 7 信頼性評価に基づく免震橋梁構造の設計法の提案

さらに、図-4.5.9 に設計時における免震支承の許容せん断ひずみを変化させた場合における、免震支承および橋脚の地震応答の変化について計算した結果を示す。ここでは LRB を用いた場合の挙動を代表として示す。免震支承の許容せん断ひずみを変化させることは、設計すなわち動的解析を行った場合の免震支承のせん断変位に対して免震支承を設計する際における免震支承の設計許容せん断変位を変化させることを意味する。当然ではあるが、免震支承の許容せん断ひずみを小さくするにしがたい、免震支承の応答ひずみや作用力は小さくなる。許容せん断ひずみを 200%にまで制限した場合は、免震支承の応答ひずみは  $m + 2$  を考えた場合でもせん断ひずみ 250%程度に収まっていることがわかる。250%というせん断ひずみは、現行の道路橋示方書ではほぼハードニングの影響が無視できるせん断ひずみ域として考えている。したがって、ややハードニングが始まっているとはいえ、概ねその影響が無視出来る範囲に応答が収まっていると考えることもできる。この考察は、橋脚の応答塑性率の変化に着目した場合、免震支承の設計許容せん断ひずみを 200%に制限した場合は、バイリニアモデルとハードニングモデルによる応答塑性率に差が見られないことからわかる。

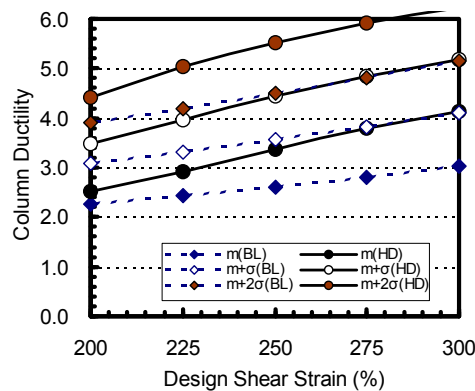
図-4.5.10 に免震支承の設計許容せん断ひずみを変化させた場合における免震支承および橋脚の安全性指標の変化を示す。ここでも LRB を用いた場合の結果を示す。激震動下における免震橋梁の許容応答超過確率についてはまだ十分な議論がないため、一概に設定することはできないが、第 4 章第 2 節において現行の道路橋示方書に示される地震時保有水平耐力法に基づいて設計された鉄筋コンクリート橋脚の性能評価を行った場合、その応答超過に関する安全性指標 は概ね 2 程度であったことから、ここでは安全性指標 が 2 となる免震支承および橋脚の設計法について考察を行ってみる。免震支承の応答ひずみにおいてはハードニングモデルを用いた場合で安全性指標が 2 程度以上となるのは設計許容せん断ひずみを 275%以下とした場合であり、ひずみに対しては比較的余裕があることがわかる。一方、免震支承の作用力に着目した場合、安全性指標 が 2 以上となるため



(a)免震支承の応答ひずみ



(b)免震支承の作用力



(c)橋脚の応答塑性率

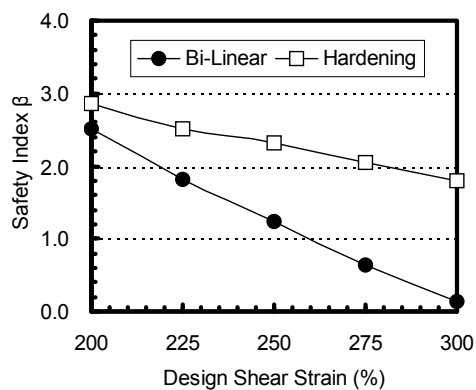
図-4.5.9 免震支承の設計時における許容せん断ひずみに変化にともなう地震応答の変化  
(橋脚固有周期  $T_p=0.6$  秒、免震支承等価固有周期  $T_{beq}=1.24$  秒)

には、設計許容せん断ひずみを 200%にまで制限する必要があることがわかる。以上のことから、LRB を対象とした免震橋梁の設計では概ね許容せん断ひずみ 200%に制限した設計を行うことが望ましいことがわかる。

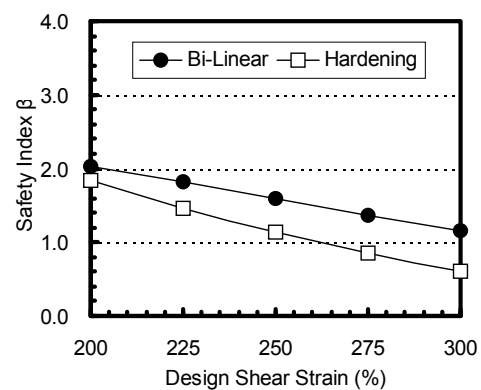
橋脚に着目した場合、免震支承の設計許容せん断ひずみを 200%制限した場合、道路橋示方書に示される許容塑性率算定に対する安全率 1.5 の場合は、安全性指標 が 2 に達しないことがわかる。これは免震支承のハードニング効果が小さいとはいえその影響が無視できないと考えられる。橋脚の許容塑性率算定における安全率を 2.0 とした場合に安全性指標 が 2.0 になることがわかる。非免震時に比較して橋脚の許容塑性率算定時の安全係数は若干大きくする必要があることがわかる。

以上のことを踏まえた場合、免震橋梁の各部材のばらつきや地震動特性のばらつきを考慮した解析を実施することにより、免震支承の設計許容せん断ひずみについては 200%に制限し、橋脚の設計における許容塑性率算定時の安全率を 2.0 にすることにより、免震支承と橋脚とがほぼ同じ地震時安全性を保持することができる設計が可能であることがわかる。

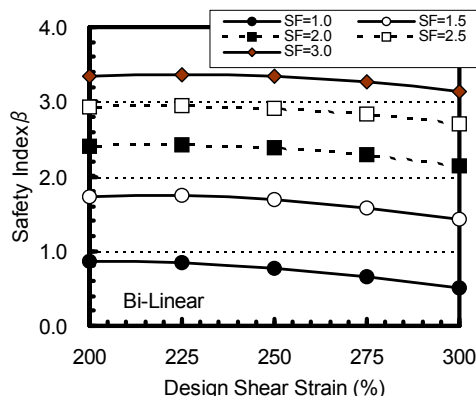
なお、免震支承の設計許容せん断ひずみを 200%に制限することの意味を考えてみる。図-4.5.11 に LRB 支承の一般的な骨格曲線を示す。ここでは、橋脚の降伏耐力と免震支承の降伏耐力の比を 0.3、さらに免震支承の第 1 次剛性と第 2 次剛性の比を 1:6.5 とした場合の概念図を示す。従来、免震支承の設計では 250%せん断ひずみ時において動的解析から算定されるひずみもしくは耐力が満足されるように設計してきた。したがって、設計許容せん断ひずみを 200%に制限することは、見かけ上従来の設計せん断ひずみ時 250%時においてより大きな力に抵抗するように設計することになる。ちなみに、一般的な LRB 支承の骨格曲線においては、せん断ひずみ 200%時と 250%時の耐力比は 1.23 倍となる。免震支承の応答ひずみが過大となる原因に橋脚の過強度がある。橋脚の過強度は今回の試算では、平均値として 1.15、変動係数として 0.05 程度として計算している、したがって、免震支承の許容せん断ひずみを 200%に制限することは、概ね免震支承の設計に橋脚の過強度特性として、 $m + 1.5$  程度の過強度を考慮して、従来の許容せん断ひずみ 250%を用いて設計することに等しいことがわかる。換言すれば、免震支承の設計において橋脚の過強度特性として、 $m + 1.5$  程度の過強度特性を設計に取り込むことによって、従来の設計法と同じ方法で、かつ非免震時の単柱橋脚形式の地震時信頼性と同様の性能を確保できる設計が可能であることがわかる。



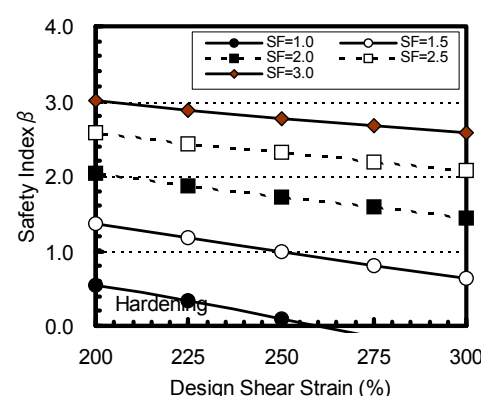
(a)免震支承の応答ひずみ



(b)免震支承の作用力



(c)橋脚の応答塑性率(バイリニアモデル)



(d)橋脚の応答塑性率(ハードニングモデル)

図-4.5.10 免震支承の設計時における許容せん断ひずみによる安全性指標 の変化

(橋脚固有周期  $T_p=0.6$  秒、免震支承等価固有周期  $T_{beq}=1.24$  秒)

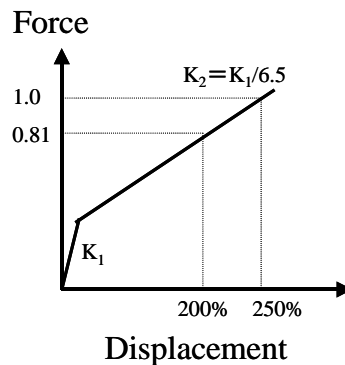


図-4.5.11 一般的な LRB 支承の骨格曲線（設計許容せん断ひずみ 200%と 250%の意味）

#### 4 . 5 . 7 結言

免震橋梁の地震応答に及ぼす、免震支承のハードニング効果および耐力や剛性の変動特性の影響に加えて、地震動特性のばらつきによる影響について検討するため、LRB、HDR および RB を対象として、さらに同じ弾性加速度応答スペクトル特性を有する 50 波の地震波を人工的に作成しそれらを用いたモンテカルロシミュレーション手法により検討を行った。さらに前節によって検討した既往の免震支承の破断特性、橋脚の終局状態に対する検討結果を用いることによって、安全性指標を算定した。以下に本検討によって得られた主要な結論を示す。

LRB および HDR を用いた免震橋梁は、地震動の非線形応答特性のばらつきは、支承よりも橋脚の応答特性に及ぼす影響が大きい。一方、RB を用いた橋梁では、支承の応答特性に及ぼす影響が大きい。支承の減衰特性の差により、地震動のばらつきの影響を受ける構造部位が変化することがわかる。

RB の支承の応答を除き地震動の非線形特性のばらつきを考慮した場合、バイリニアおよびハードニングモデルの差異による差が小さくなる傾向にある。これは、地震動の非線形特性のばらつきが他のばらつきやモデルの差以上の影響を及ぼすものと考えられる。

安全性指標に着目した場合、免震支承の応答の変動に及ぼす影響は小さく、橋脚の応答の変動に及ぼす影響が大きい。橋脚の安全性指標は、地震動のばらつきを考慮した場合、若干小さくなる。これは、地震動のばらつきは免震支承の応答の変化として現われているものの、ハードニングの効果により、橋脚の応答の変化により大きく現われているものと考えられる。

免震支承の設計時の許容せん断ひずみを変化させた解析結果によれば、現行の設計法で許容されている設計許容せん断ひずみ 250%を 200%にまで制限させた場合に、免震支承と橋脚の安全性指標がほぼ同じとなり、橋梁全体としてのバランスよく安全性が確保されることがわかった。この場合の安全性指標は  $\approx 2$  程度となった。これは、第 4 章第 2 節において算定された現行設計法で建設された鉄筋コンクリート単柱橋脚の保有する安全性指標にほぼ等しい。



免震支承の設計許容せん断ひずみを 200%に制限することは、耐力を約 20%程度過大に評価した上で現行設計法により免震支承を設計することに等しい。免震橋梁の動的挙動に最も影響を及ぼす橋脚の降伏耐力の過強度特性を、平均値 + 1.5 標準偏差程度に評価して設計に取り込むことに等しいと考えられる。

## 4.6 まとめ

第4章では、免震橋梁の性能評価として信頼性工学を用いた応答評価を行うことによって、部材の動的特性のばらつき、免震支承のハードニング特性、および地震動の非線形応答特性の不確定性が免震橋梁の応答特性に及ぼす影響について把握するとともに、免震設計法の高度化法を提案した。なお、ここでは地震動の強度は確定量とした解析を行った。以下に本検討によって得られた主要な結論を示す。

性能評価水準として現行設計法に基づいて設計された鉄筋コンクリート単柱橋脚に対して信頼性に基づく性能評価を行った。ここでは、部材耐力や剛性のばらつき、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価式のばらつき、さらに地震動の非線形応答特性のばらつきすなわち荷重低減特性のばらつきに着目した解析を行った。その結果、これらの要因のうち、非線形応答特性のばらつきや橋脚の過強度特性が性能評価に及ぼす影響が大きいことが明らかとなった。現行の橋脚はエネルギー一定則に基づくかなり安全な荷重低減係数を用いていることから、安全性指標は2程度と算定された。

免震橋梁の応答評価についても同様の解析を行った結果、橋脚の過強度特性は支承が固定時には塑性率の低下に寄与するが、免震橋梁においては、免震支承は設計で想定されるひずみよりも大きく、逆に橋脚の応答塑性率は設計で想定するよりも小さいことが明らかとなった。

しかしながら、これらの結果は免震支承の復元力特性にバイリニアモデルを用いた場合の結果であることから、さらに免震支承のハードニング特性および地震動のばらつきを考慮した解析を実施した。その結果、設計用強度や剛性を用いて動的解析により設計された免震橋梁は、免震支承の破壊安全性が橋脚に比較して小さいことが明らかとなった。

また、地震動の非線形応答特性の不確定性を考慮した解析を行った結果、地震動の不確定性による影響は橋脚の応答にのみ影響を及ぼすことが明らかとなった。

これら全てのばらつきを考慮しかつ免震支承と橋脚との地震時信頼性がほぼ同等となるような設計法の考察を行った。その結果、免震支承の設計については設計許容せん断ひずみを200%に制限すること、すなわち橋脚の過強度特性を考慮することによって、免震支承と橋脚の地震時信頼性がほぼ同等となり、より合理的な免震橋梁の設計が可能となることが明らかとなった。

## 【第4章の参考文献】

- 1 ) ISO2394 : General Principles on Reliability for Structures(First Draft), 1996.8
- 2 ) 例えば、阪神高速道路公団 : 「阪神高速道路の設計荷重体型に関する調査研究」, 昭和 61 年 12 月
- 3 ) 土木学会 : 「土木構造物の耐震基準等に関する提言 (第 1 次提言)」, 1995
- 4 ) 土木学会 : 「土木構造物の耐震基準等に関する提言 (第 2 次提言)」, 1996
- 5 ) 鈴木基行、秋山充良、山崎康紀 : 「構造系の安全性および R C 橋脚の耐震設計への適用に関する研究」, 土木学会論文集 No.578/ -37, PP71-87, 1997.11
- 6 ) 松中亮治、山崎康紀、秋山充良、鈴木基行 : 「構造変数間の相関を考慮した信頼性理論に基づく RC 橋脚の地震時安全性評価」, 土木学会第 53 回年次学術講演会概要集、平成 10 年 10 月
- 7 ) 岩城一郎、Dan M. Frangopol : 「地震力を受ける鉄筋コンクリート橋脚の信頼性評価に関する一提案」, コンクリート工学論文集、第 8 巻第 1 号、1997 年 1 月
- 8 ) 白木渡、井面仁志、今井慈郎、伊藤則夫、石川浩 : 「地震時保有水平耐力照査式を用いた終局限界状態に対する鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価」, 構造工学論文集 Vol.45A、1999.3
- 9 ) 中埜良昭 : 「信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震安全性に関する研究」, 東京大学博士論文, 1988.3
- 10 ) 日本建築学会 : 「鉄筋コンクリート造構造物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説」, 1997
- 11 ) 日本道路協会 : 「道路橋示方書 耐震設計編」, 平成 8 年 12 月
- 12 ) 日本道路協会 : 「道路橋の耐震設計に関する資料」, 平成 9 年 3 月
- 13 ) AASHTO : Standard Specifications for Highway Bridges 16th Edition, 1996
- 14 ) R.Park: Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.22, No.3, September 1989
- 15 ) 武村浩志、川島一彦、運上茂樹、星隈順一 : 「繰り返し載荷実験に基づく R C 橋脚の終局変位の評価」, 構造工学論文集 Vol.43A、1997 年 3 月
- 16 ) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏、池田博之 : 「大型模型実験に基づく曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能」, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集、横浜、1998.11
- 17 ) E. Miranda and V. Bertero: Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design, Earthquake Spectra, Vol.10, No.2, 1994
- 18 ) 田村敬一、本田利器、中尾吉宏、山本浩一 : 「リダクションファクターによる非線形系の地震応答に関する研究」, 土木研究所資料 3569 号、1998.3
- 19 ) E. Miranda: Nonlinear Response Spectra for Earthquake Resistant Design, Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, 1992
- 20 ) 川島一彦、相沢興、高橋和之 : 「最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式」, 土木研究所報告第 166 号、昭和 60 年 9 月
- 21 ) SEAOC Performance-Based Seismic Engineering Ad Hoc Committee: SEAOC Blue Book -

Appendix I – PBSE Guidelines, April 1999

- 2 2 ) 平田和太、大鳥靖樹、杣木孝裕：「免震構造物の地震時損傷確率評価」、日本建築学会論文報告集、第 452 号、1993 年 10 月
- 2 3 ) 菊地優、田村和夫、和田章：「免震構造物の安全性に関する一考察」、日本建築学会論文報告集、第 470 号、1995 年 4 月
- 2 4 ) 井上豊、中原隆雄、向井洋一、馬場研介、橘英三郎：「積層ゴム支承のハードニングを考慮した免震構造物の地震応答特性（その 1）解析モデルと基本応答性状」、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、1995 年 8 月
- 2 5 ) 中原隆雄、井上豊、向井洋一、馬場研介、橘英三郎：「積層ゴム支承のハードニングを考慮した免震構造物の地震応答特性（その 2）地震動入力、免震支承及び上部構造との相互関係に関する検討」、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、1995 年 8 月
- 2 6 ) 平井卓、瀬谷均、杉本三千雄：「免震橋梁の地震時信頼性に関する研究」、JCOSSAR'91、1991.10
- 2 7 ) 日本建築学会：「免震構造設計指針」、1993 年 12 月
- 2 8 ) 安井健治、矢花修一、大鳥靖樹、平田和太、松田泰治：「積層ゴム免震要素の線形限界に関する検討（その 2 試験結果）」、日本建築学会大会学術梗概集（近畿）、1996 年 9 月
- 2 9 ) 高速道路調査会：「ゴム支承の品質管理要領」、平成 10 年度支承および付属物の諸問題に関する検討報告書、2000.2
- 3 0 ) LRB 技術研究会：「鉛プラグ入り積層ゴム新特性式」、1996.6
- 3 1 ) 矢花修一ら：「積層ゴム免震ゴム支承の線形限界に関する検討（その 1 線形限界の低ごと試験方法）」、日本建築学会大会講演梗概集（近畿）、1996.9
- 3 2 ) 首都高速道路公団：「ゴム支承の変形特性に関する実験研究報告書」、1992.2
- 3 3 ) TDAP リファレンスマニュアル、1999.4
- 3 4 ) 柴田耕一ら：「免震用積層ゴムの震動特性に関する研究 履歴復元力特性のモデル化と非線形特性」、日本建築学会構造系論文集、第 475 号、1995.9
- 3 5 ) 長谷川賢路、中山隆弘、児玉明日香、竹本 康弘：「地震動の不確実性を考慮した既設鉄筋コンクリート橋梁の耐震信頼性評価に関する一考察」、第 55 回土木学会年次学術講演会講演概要集、2000.9
- 3 6 ) 大崎順彦：「新・地震動のスペクトル解析入門」、鹿島出版会、1994.5
- 3 7 ) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)、平成 4 年 10 月

## 第5章 結論

---

本論文は、激震動下における免震橋梁構造の性能評価を行い、それに基づいた免震設計法の高度化を目的としたものである。ここでは、激震動下における免震支承と橋脚に塑性化が生じる免震橋梁の地震応答特性の評価、激震動下における免震橋梁の地震応答推定法としての変位に基づく設計法すなわち等価線形化法の適用性の評価、さらに大規模地震に対する免震橋梁の性能評価として免震橋梁システムの構造のばらつきや地震動のばらつきを考慮した信頼性分析を行うとともに合理的な設計法の構築を行ったものである。

第1章では序論であり、免震支承と橋脚から構成される免震橋梁の免震設計法の高度化が求められるようになった背景、さらに構造物の免震設計法を整理し、現状の免震設計法の概観した上で、本研究の目的・意義と構成およびその概要を示した。

第2章では、激震動下における免震支承と橋脚に塑性化が生じる免震橋梁の地震応答特性の評価を行った。まず、広範囲なパラメータ設定による2自由度系の時刻歴応答解析結果によれば、免震支承の剛性が橋脚の剛性に比較して大きい場合や、地震時水平力分散構造用ゴム支承を用いた場合は、非免震橋梁よりも橋脚の応答塑性率が大きくなる場合があることが明らかとなった。これは、免震橋梁では、免震支承による構造系の長周期化や構造系の減衰性の向上が期待されるが、橋脚も塑性化することを期待する場合は、免震支承が介在することによりみかけの構造系の降伏変位が大きくなることから橋梁全体系のじん性が低下すること、免震支承による構造系の減衰性向上率が橋脚の塑性化による剛性低下によって小さくなるためであることが明らかとなった。これらのことは、非線形等価1自由度系モデルによる動的解析、またエネルギー一定則を用いた静的解析により検証した。また、大規模免震橋梁供試体を用いた振動台実験による実験結果により、現行の道路橋のように橋桁の変位を制限するために建築構造に比較して剛性の高い免震支承を採用した免震橋梁では、橋脚が降伏するまではエネルギー吸収が免震支承で確実になされるが、橋脚が一度降伏するとほとんどのエネルギー吸収が橋脚によってなされることが判明した。しかしながら、免震支承と橋脚とに塑性化が生じる複雑な構造系であっても、橋梁全体系の応答は全体系塑性率や全体系減衰定数の概念を用いた等価な1自由度系モデルを用いて評価できることも明らかにした。

第3章では、免震橋梁としてゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋梁に着目し、その非線形応答評価に対して、性能評価が容易な変位に基づいた設計法として着目されている等価線形化法の適用性について評価を行った。まず、内陸直下型地震の特徴である繰返し回数が少なく強度が大きい地震動が作用する1自由度系構造物の応答評価への等価線形化法の適用性について検討を行った。その結果、復元力モデルが異なれば等価減衰および等価減衰定数算定における有効変位

の設定法が異なるものの、武田モデルでは有効変位を 0.7 倍の最大変位、バイリニアモデルでは有効変位を 0.5 倍の最大変位と設定することによって、内陸直下型地震特有の地震動に対しても等価線形化法はよい応答推定を行うことが明らかとなった。さらに、免震橋梁の一例として地震時水平力分散構造用ゴム支承を有する橋梁に着目し、2 自由度系構造物に対する等価線形化法による地震応答推定の適用性について検討を行った。等価線形化法は橋梁全体系すなわち上部構造の挙動の推定においては精度がよいが、ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋梁のように橋梁構成部材の剛性が大きく異なる場合は、収束誤差が部材個々の応答推定精度に大きな影響を及ぼし、モード形状に基づく構成各部材の応答量を推定することは困難であることが明らかとなった。そこで、免震支承に生じる力と橋脚耐力との比がほぼ一定しているという動的増幅効果を利用した免震支承および橋脚の精度よい構成各部材の簡易応答推定法を提案した。この方法を用いることによって、地震時水平力分散構造の地震応答推定に対する等価線形化法の適用性を向上させることができた。

第 4 章では、免震橋梁の性能評価として信頼性工学を用いた応答評価を行うことによって、部材耐力や剛性のばらつきや地震動の非線形応答特性のばらつきが免震橋梁の応答特性に及ぼす影響について把握するとともに、免震設計法の高度化法を提案した。なお、ここでは地震動の強度は確定量とした解析を行った。まず、性能評価水準として現行設計法に基づいて設計された鉄筋コンクリート単柱橋脚に対して信頼性に基づく性能評価を行った。ここでは、部材耐力や剛性のばらつき、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価式のばらつき、さらに地震動の非線形応答特性のばらつきすなわち荷重低減特性のばらつきに着目した解析を行った。その結果、これらの要因のうち、非線形応答特性のばらつきや橋脚の過強度特性が性能評価に及ぼす影響が大きいことが明らかとなった。現行の橋脚はエネルギー一定則に基づくかなり安全な荷重低減係数を用いていることから、安全性指標は 2 程度と算定された。さらに、免震橋梁の応答評価についても同様の解析を行った結果、橋脚の過強度特性は支承が固定時には塑性率の低下に寄与するが、免震橋梁においては、免震支承は設計で想定されるひずみよりも大きく、逆に橋脚の応答塑性率は設計で想定するよりも小さいことが明らかとなった。しかしながら、これらの結果は免震支承の復元力特性にバイリニアモデルを用いた場合の結果であることから、さらに免震支承のハードニング特性および地震動の非線形応答特性の不確定性を考慮した解析を実施した。その結果、設計用強度や剛性を用いて動的解析により設計された免震橋梁は、免震支承の破壊安全性が橋脚に比較して小さいことが明らかとなった。また、地震動の非線形応答特性のばらつきは橋脚の応答にのみ影響を及ぼすことが明らかとなった。これら全てのばらつきを考慮しかつ免震支承と橋脚との地震時信頼性がほぼ同等となるような設計法の考察を行った。その結果、免震支承の設計については設計許容せん断ひずみを 200% に制限すること、すなわち橋脚の過強度特性を考慮することによって、免震支承と橋脚の地震時信頼性がほぼ同等となり、より合理的な免震橋梁の設計が可能となることが明らかとなった。

以上のように本論文では、激震動下における免震橋梁構造の性能評価を行い、それに基づいた免震設計法の確立を目的として、下記にわたる研究を行い多くの成果を得ることが出来たが、残された課題も存在する。

本論文は、主に動的解析結果に基づいた検討を行っている。この場合、減衰の設定にあたっては初期剛性を用いたレーリー減衰法に基づき設定している。非線形挙動を追跡する場合、塑性後の減衰定数については初期剛性に基づいて算定される減衰定数よりも小さいことが考えられる。これは塑性後の瞬間剛性に基づく減衰定数を算定した場合明らかである。しかしながら、時時刻刻と変化する剛性に依りて減衰定数を変化させる瞬間剛性に基づく減衰定数の設定を使った動的解析法は収束性に乏しく、現状では汎用研究にはあまり用いられていない。今後このような動的解析技術の高度化が必要であり、またその高度化された技術に基づいて、レビューする必要があると考えられる。

さらに、日本の社会資本は大量のストックを抱え、今後維持保全型の社会が到来することが予想される。したがって、建設時点から耐久性の高い社会資本を建設する必要がある。免震橋梁の場合、免震支承にはゴムの経年劣化により剛性が硬化することが指摘されている。耐久性の高い橋梁を建設することは、このような経年劣化作用も考慮した設計が必要とされる。このような免震支承の経年作用を明らかにするとともにその特性を反映した設計法の開発が必要と考えられる。

さらに、免震橋梁の建設にあたっては環境問題についても取り組む必要がある。本研究により免震支承による長周期化が小さい免震橋梁では、免震効果が十分に発揮されないことが明らかとなった。しかしながら、実際の道路橋においては免震支承による構造系の長周期化は地震時の性能を向上させるが、変位が大きくなることから大規模な伸縮装置の採用など常時の性能が厳しくなることが懸念される。また、桁間距離を常時機能で設定した場合は、地震時の衝突の問題なども懸念される。さらに、支承剛性を低下させることは、常時において振動しやすい構造系となり、交通振動による環境問題上の問題が懸念される。このように、常時性能と地震時性能とを満足する免震構造技術の開発を行う必要があると考えられる。

## 謝辞

本論文は、筆者が阪神高速道路公団から建設省土木研究所に出向中において、道路橋の免震設計に関する研究に携わってきた約3年半にわたる研究成果をとりまとめたものです。この間に、多くの方々からご指導、ご鞭撻、ご助言を賜りました。

本研究をまとめるにあたり、終始ご懇篤なるご指導ご鞭撻を賜りました京都大学大学院教授家村浩和先生に厚く感謝の意を表し、心から御礼を申し上げます。また、筆者のカリフォルニア大学留学、兵庫県南部地震における道路橋の被災調査復旧、阪神高速道路公団および建設省土木研究所時代を通じて常にご指導ご鞭撻を賜ったことを、ここに改めて心からお礼申し上げます。

京都大学大学院教授土岐憲三先生には、お忙しい中本論文の審査を引き受けていただき、大局的見地から論文の取りまとめ方についてご指導を賜り厚く御礼申し上げます。京都大学大学院教授渡邊英一先生には、橋梁工学の見地からの確なご指導を賜り厚くお礼申し上げます。

建設省土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室に出向期間中には、多くの方たちにご指導を賜りました。耐震技術研究センター長横山功一氏（（現）茨城大学教授）、耐震技術研究センター長保田雅彦氏（（現）大日本コンサルタント（株））には、政府機関の研究者としての耐震工学に関する研究の進め方についてご指導を賜りましたことに深く感謝申し上げます。耐震研究室長運上茂樹氏（（現）独立行政法人土木研究所）には、耐震工学に関する基礎的知識から、本研究の遂行およびとりまとめに、昼夜を問わずご指導を賜り心から感謝申し上げます。また筆者とともに研究活動とともにさせていただき常に議論を交わさせていただいた同室主任研究員星隈順一氏（（現）独立行政法人土木研究所）、免震橋梁の振動実験など常に筆者をリードいただいた同室主任研究員近藤益夫氏（（現）独立行政法人土木研究所）、同じく道路橋の免震設計を共に研究させていただいた同室研究員大住道生氏（（現）国土交通省土佐国道工事事務所課長）をはじめとする同研究室の皆様には深く感謝いたします。特に、同室主任研究員寺山徹氏（（現）首都高速道路公団）には立場を同じくする研究者として、常にご指導いただいたことに厚く感謝いたします。また同室交流研究員村井和彦氏（（現）㈱戸田建設）は大学時代の同級生ということもあり、公私にわたり相談させていただいたこと、そして同時期に学位を目指す研究員として気持ちを共にさせていただいたことを厚く感謝いたします。さらに同室交流研究員越峠雅博氏（（現）㈱横浜ゴム）からは免震支承の製造から諸特性に関して多くの知識を頂き、また免震橋梁の地震時挙動に関して一緒に勉強させていただいたことに厚く感謝いたします。

筆者に、建設省土木研究所という研究機関への出向の機会を与えていただきました、阪神高速道路公団の先輩方にお礼申し上げます。審議役中島裕之氏には、土木研究所への出向に対してご尽力いただき本研究のきっかけを頂くとともに常に励ましのお言葉を頂戴いたしました。大阪建設局長大志万和也氏には、土木研究所での経験をもとに多数の貴重なお言葉を頂戴いたしました。また、



工務部長北沢正彦氏、神戸建設局建設企画部長林秀侃氏には、出向期間中常にご心配いただき暖かい励ましの言葉を頂戴いたしました。工務部工務第一課長石崎浩氏には、阪神高速道路公団に復職後、直属の上司として本研究のとりまとめにご理解をいただきました。保全施設部保全技術課長南莊淳氏には、本研究のとりまとめにあたり常に細かい技術的相談にのっていただきました。また、同期入社の湾岸管理部調査設計課係長金治英貞氏には同じく免震橋梁に興味を持つものとして数多くのアドバイスを頂きました。皆様方に深く感謝申し上げます、お礼申し上げます。

また、本研究の遂行にあたっては、耐震工学、免震工学、信頼性工学について、東京工業大学川島一彦先生、九州大学大塚久哲先生、九州大学松田泰治先生、京都大学五十嵐晃先生、筑波大学庄司学先生、京都大学高橋良和先生、東北大学秋山充良先生をはじめとして、常に多くの先生方から貴重なお言葉をいただきました。ここに改めて厚く感謝申し上げます、お礼申し上げます。また本研究の遂行にあたって数多くのご意見を賜りまた実務設計に携わる技術者としての技術的アドバイスをいただいた、(株)総合技術コンサルタント西森孝三氏、太田晴高氏、(株)長大矢部正明氏、右近大道氏、桐原進彌氏、(株)建設技術研究所友永則雄氏および(株)日本技術開発森敦氏に感謝いたします。

その他にも数多くの方々ご指導、ご鞭撻、ご協力をいただくことにより本論文を取りまとめることができました。ここに全ての方のお名前を挙げることは出来ませんが、心より深くお礼申し上げます次第です。

最後に、本論文の取りまとめるにあたって元気の源となってくれた長男健一郎と、一番苦勞をかけたのに何一つ小言をいわず筆者をよく理解し常に心からの励ましをくれた妻京子に、改めて感謝する次第です。

# 研究発表論文一覧

## 審査付論文集

### 【 2 章に関する論文】

- 1 ) 足立幸郎、運上茂樹、越峠雅博：「免震支承を有する橋梁システムの地震応答特性」、土木技術資料、Vol.41 No.1、1999.1
- 2 ) 足立幸郎、運上茂樹、近藤益央、加賀山泰一：「振動台実験による免震支承を有する R C 橋脚の非線形地震応答特性に関する研究、構造工学論文集、土木学会、Vol.45A、1999.3

### 【 4 章に関する論文】

- 1 ) 足立幸郎、運上茂樹：「じん性設計を行った鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価」、構造工学論文集、土木学会、Vol.46A、2000.3
- 2 ) 足立幸郎、運上茂樹：「地震動のばらつきが免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響」、第 2 回免震制振コロキウム、土木学会、2001.11
- 3 ) 足立幸郎、運上茂樹：「免震支承のハードニング特性に着目した免震支承と橋脚に塑性化が生じる免震橋梁の地震応答特性に関する研究」、構造工学論文集、土木学会、Vol.47A、2001.3
- 4 ) Yukio ADACHI, Shigeki UNJOH: "Reliability-Based Evaluation of Seismic Performance of Reinforced Concrete Bridge Column Designed in Accordance with Ductility Design Method", 2001 International Conference on Structural Safety and Reliability, Newport Beach, June 2001

## 国内外会議・シンポジウム等

### 【 2 章に関する論文】

- 1 ) 足立幸郎、運上茂樹：「基礎 - 橋脚系のシステム挙動評価」、第 25 回地震工学研究発表会講演論文集、土木学会、1997.9
- 2 ) 足立幸郎、運上茂樹：「道路橋における基礎 - 橋脚系のシステム挙動に関する研究」、第 52 回年次学術講演会講演概要集第 1 部、土木学会、1997.9
- 3 ) 越峠雅博、運上茂樹、足立幸郎：「免震支承 - 橋脚系の地震時挙動の特性」、第 1 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、土木学会、1998.1
- 4 ) 足立幸郎、運上茂樹、越峠雅博：「免震支承 - 橋脚系における橋脚の地震時応答の評価」、第 1 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、土木学会、1998.1
- 5 ) Yukio ADACHI, Shigeki UNJOH, and Masahiro Koshitoge: "Analytical Study on Non-linear Seismic Response Behavior of Seismic Isolator and Bridge Column System, Proceedings of the Second World Conference on Structural Control, Kyoto, July 1998
- 6 ) 足立幸郎、運上茂樹、近藤益央、堀江佳平：「免震支承 - R C 橋脚システムの振動台実験」、

第 53 回年次学術講演会講演概要集第 1 部、土木学会、1998.10

- 7 ) Yukio ADACHI, Shigeki UNJOH, Masuo KONDOH, and Taiichi KAGAYAMA: "Non-linear Seismic Response Characteristics Study of a RC Bridge Column with Seismic Isolator by a Shaking Table Test", Proceedings of the 14th Bridge Engineering Workshop, UJNR, Pittsburgh, Nov. 1998
- 8 ) 足立幸郎、運上茂樹：「基礎 - R C 橋脚 - 免震支承からなる橋梁の地震時全体応答特性に関する検討」、第 2 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、土木学会、1998.12

### 【 3 章に関する論文】

- 1 ) 足立幸郎、運上茂樹：「等価線形化法による多自由度非線形系の地震応答推定精度」、第 3 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、土木学会、1999.12

### 【 4 章に関する論文】

- 1 ) 足立幸郎、運上茂樹：「材料特性等のばらつきが鉄筋コンクリート橋脚の地震時応答特性評価に及ぼす影響」、第 25 回地震工学研究発表会講演論文集、土木学会、1999.7
- 2 ) 足立幸郎、運上茂樹：「材料強度等のばらつきが鉄筋コンクリート橋脚の地震応答特性に及ぼす影響」、コンクリート構造系の安全性評価に関するシンポジウム論文集、日本コンクリート工学会、1999.9
- 3 ) 足立幸郎、運上茂樹：「材料特性等のばらつきが R C 橋脚の耐力・変形性能に及ぼす影響に関する検討」、第 54 回年次学術講演会講演概要集第 1 部、土木学会、1999.9
- 4 ) Yukio ADACHI, Shigeki UNJOH, Masuo KONDOH, Masahiro KOSHITOGI, and Taiichi KAGAYAMA: "Non-linear response behavior and its estimation of a RC Bridge column with Seismic Isolators, Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, January 2000
- 5 ) 足立幸郎、運上茂樹：「部材耐力・剛性のばらつきが免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響」、第 55 回年次学術講演会講演概要集第 1 部、土木学会、2000.9
- 6 ) 足立幸郎、運上茂樹：「免震支承のハードニング特性を考慮した免震橋梁の地震応答特性に関する研究」、第 2 回日本制震（振）シンポジウム、日本学術振興会、2000.11
- 7 ) 足立幸郎、運上茂樹：「免震支承の等価剛性および等価減衰定数のばらつきが免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響」、第 4 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、土木学会、2000.12

## 報告論文

### 【 2 章に関する論文】

- 1 ) 運上茂樹、足立幸郎、越峠雅博：「免震支承 - 橋脚系の地震応答と評価に関する研究」、土木研究所資料第 3560 号、建設省土木研究所、1998.3